

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures.

Thème:

**Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial
« SS+RDC+09 étages » en Béton Armé**

Présenté en Juillet 2012 par :

CHAKOURI Benamar

BESSAID Mohammed Ibrahim

Devant le Jury composé de :

Mr.N. HASSAINE
M^{me}.N. BOUCIF
Mr.A. MISSOUM
Mr.F.B.HOUTI

Président
Examineur
Examineur
Encadreur

Dédicaces

- ✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- ✚ *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- ✚ *A mes très chers frères, sœur et mes nièces hadjer et imene.*
- ✚ *A toute ma famille sans exception.*
- ✚ *A tous mes amis (es): Amine, Fethi, Sidahmed, Yousef, Ahmed et tout la promotion de master2 génie civil.*

- ✚ *A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Ibrahim.*
- ✚ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

CHAKOURI Benamar

Dédicaces

- ✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✚ *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- ✚ *A mes très chers sœurs ,mon frère Abdelhamid.*
- ✚ *A toute ma famille, notamment mon oncle ALI.*
- ✚ *A tous mes amis (es): Sidi Ahmed belbachir , Amine, si othman , Aouad, Youssouf, mourad, et tout la promotion de master2 génie civil.*
- ✚ *A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Benamar.*
- ✚ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

BESSAID Mohammed Ibrahim

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr : *HOUTI Farid Brahim* de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

On remercie Mr.N.HASSAINE et Mr.O.MAACHOU de nous avoir aidé à réaliser ce travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

CHAKOURI et BESSAID

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la commune de BIR JIR dans la wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in the town of BIR JIR in the wilaya of Oran . This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض+ طابق ارضي + 09 طوابق بلدية بئرجير بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié 99، RPA99V2003)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية(الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات)

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة، SAP2000، BAEL91 modifié 99، RPA99V2003،

Liste des matières

Remerciement

Dédicaces

Chapitre 1: Introduction et présentation de l'ouvrage

1.1. Historique.....	04
1.2. Introduction générale.....	04
1.3. Présentation de l'ouvrage.....	05
1.3.1. Présentation de l'ouvrage	05
1.3.2. Caractéristiques géométriques.....	05
1.3.3. Ossature et système constructif adopté	05
1.4. Caractéristiques géotechniques du sol	06
1.5. Caractéristique mécanique des matériaux	06
1.5.1. Le béton	06
1.5.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	07
1.5.3. Résistance mécanique	07
1.5.4. Méthode de calcul	08
1.5.5. Déformation et contrainte de calcul	08
1.5.6. Contrainte admissible de cisaillement	09
1.5.7. Module de déformation longitudinal du béton	09
1.5.8. Diagramme déformation contrainte de calcul	11
1.5.9. Contrainte limite de traction des armatures	11
1.6. Etats limites	12
1.6.1. E. L. U. R.....	12
1.6.2. Hypothèse de calcul	12
1.6.3. Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83)	12
1.6.4. E. L. S	14
1.6.5. Hypothèse de calcul	14

Chapitre 2 : Descente de charges et pré dimensionnement des éléments

2.1. Descente de charges.....	15
2.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher	15
2.1.2. Descente des charges	15
2.2. pré dimensionnement es éléments structuraux.....	18
2.2.1. Introduction	18
2.2.2. Pré dimensionnement des poteaux	18
2.2.3. Pré dimensionnement des poutres	20
2.2.4. Récapitulation de pré dimensionnement	21
2.2.5. Pré dimensionnement des voiles.....	22

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

3. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	23
3.1. ETUDE DU PLANCHER	23
3.1.1. Introduction	23
3.1.2. Dimensionnement du plancher.....	23
3.1.3. Dimensionnement des poutrelles.....	23
3.1.4. Détermination des efforts internes	26
3.1.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants	29
3.1.6. Ferrailage des poutrelles	31
3.1.7. Ferrailage de la dalle de compression	36
3.2. Etude de l'acrotère	37
3.2.1. Introduction	37
3.2.2. Poids propre de l'acrotère	37
3.2.3. Détermination du ferrailage.....	38
3.3. Etude d'escalier.....	42
3.3.1. Introduction.....	42
3.3.2. Terminologie	42
3.3.3. Dimensions des escaliers.....	42
3.3.4. Dimensionnement des marches et contre marches	43
3.3.5. Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier.....	44
3.3.6. Calcul des sollicitations	45
3.3.7. Détermination du ferrailage	46
3.3.8. Etude de La poutre palière.....	50
3.4. Balcons.....	53
3.4.1. Introduction.....	53
3.4.2. Evaluation des charges	53
3.4.3. Ferrailage.....	54
3.5. Etude de la dalle machine	57
3.5.1. Introduction	57
3.5.2. Pré dimensionnement	57
3.5.3. Détermination des charges et surcharges	57
3.5.4. Ferrailage de la dalle	58
3.5.5. Vérification a l'ELS	59
3.6. L'ascenseur	62
3.6.1. Introduction	62
3.6.2. Etude de l'ascenseur	62
3.6.3. Vérification de la dalle au poinçonnement	64
3.6.4. Calcul du ferrailage de la dalle.....	67
3.6.5. Vérifications à L'E.L.S.....	70

Chapitre 4 : Etude dynamique de la structure

4.1. Introduction	74
4.2. Choix de la méthode de calcul	74
4.3. Méthode d'analyse modale spectrale	74
4.3.1. Principe	74
4.3.2. Domaine d'application	74
4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	74
4.4. Modélisation	77
4.4.1. Les dispositions des voiles	77
4.5. Poids total de la structure	79

4.6. Calcul de la force sismique	80
4.7. Effets de la torsion accidentelle	80
4.7.1. Les données géométriques	80
4.7.2. Evaluation des excentricités	83
4.8. Calcul des déplacements	85

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

5.1. Introduction	86
5.2. Les Poteaux	86
5.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	86
5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	86
5.2.3. Calcul du ferrailage longitudinal	89
5.2.4. Calcul des armatures transversales	89
5.3. Les Poutres	90
5.3.1. Sollicitations des poutres principales	90
5.3.2. Exemple d'étude d'une « Poutre principale »	90
5.3.3. Ferrailage total des poutres principales	95
5.4. Etude des voiles	96
5.4.1. Introduction	96
5.4.2. Conception	96
5.4.3. Calcul des voiles	96
5.4.4. Predimensionnement des voiles	97
5.4.5. La méthode de calcul	97
5.4.5.1. Ferrailage des voiles	98
5.5. Voile du sous-sol « mur de soutènement »	102
5.5.1. Géométries	102

Chapitre 6 : Les fondations

6.1. Introduction	108
6.2. Stabilité des fondations	108
6.3. Choix du type de fondation	108
6.4. Dimensionnement	109
6.5. Les différentes sollicitations	109
6.6. Calcul des armatures	110
6.7. Vérification au poinçonnement	113
6.8. Vérification de la contrainte du sol	113
6.9. Conclusion	114
6.10. ETUDE DE LA LONGRINE.....	114
6.10.1. Introduction	114
6.10.2. Calcul du ferrailage	114

Conclusion

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

Références et bibliographie

Liste des tableaux :

Tableau 1.1. : Caractéristiques géométriques	05
Tableau 1.2 : Coefficient d'application	09
Tableau 2.1 : Descente des charges (terrasse semi-accessible)	15
Tableau 2.2 : Descente des charges (terrasse inaccessible inclinée)	16
Tableau 2.3 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C).....	17
Tableau 2.4 : Descente des charges (Murs extérieurs).....	17
Tableau 2.5 : Descente des charges (Murs intérieurs, type 01).....	18
Tableau 2.6 : Descente des charges (Murs intérieurs, type 02).....	18
Tableau 2.7 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres	21
Tableau 2.8 : Dimensions des voiles	22
Tableau 3.1 : Différentes charges des poutrelles.....	25
Tableau 3.2 : Récapitulatif des charges et sollicitations.....	29
Tableau 3.3 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles	35
Tableau 3.4 : L'ancrage des armatures.....	36
Tableau 3.5 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	44
Tableau 3.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	44
Tableau 3.7 : Ferrailage des escaliers.....	47
Tableau 3.8 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	49
Tableau 3.9 : Les sollicitations de la poutre palière.....	50
Tableau 3.10 : Ferrailages de la poutre palière	50
Tableau 3.11 : Evaluation des charges pour le balcon	53
Tableau 3.12. Ferrailage du balcon.....	54
Tableau 3.13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).....	58
Tableau 3.14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).....	58

Tableau 3.15: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appui.....	59
Tableau 3.16 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens..	60
Tableau 3.17 : Les moments isostatiques des rectangles	66
Tableau 3.18 : Les moments isostatiques des rectangles.....	71
Tableau 4.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	76
Tableau 4.2 : Poids des différents niveaux.....	80
Tableau 4.3 : les coordonnées du centre de torsion (poteaux).....	81
Tableau 4.4 : Les coordonnées du centre de torsion (voiles).....	82
Tableau 4.5 : Centre de torsion des planchers.....	83
Tableau 4.6 : Centre de masse des planchers.....	83
Tableau 4.7 : Les excentricités accidentelles.....	84
Tableau 4.8 : Les excentricités accidentelles.....	84
Tableau 5.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	88
Tableau 5.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	88
Tableau 5.3 : Calcul du ferrailage des poteaux.....	89
Tableau 5.4 : Sollicitations de la poutre principale.....	90
Tableau 5.5 : Ferrailage total des poutres principales.....	95
Tableau 5.6 : Ferrailage total des poutres secondaires.....	95
Tableau.5.7 : Pré dimensionnement des voiles.....	97
Tableau 5.8 : Vérifications des contraintes.....	101
Tableau 5.9. : Détermination des sollicitations.....	104
Tableau 5.10 : Ferrailage des voiles.....	107
Tableau 6.1 : Sollicitations du radier.....	109

Liste des figures :

Figure 1.1 : Diagramme parabole rectangle.....	08
Figure 1.2 : Diagramme rectangulaire simplifié	09
Figure 1.3 : Diagramme déformation- contrainte	11
Figure 1.4 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	12
Figure 2.1 : Terrasse semi-accessible	15
Figure 2.2 : Terrasse inaccessible inclinée	16
Figure 2.3 : Plancher étage courant, R.D.C	16
Figure 2.4. : Coupe transversale du mur extérieur	17
Figure 2.5 : Coupe transversale du mur intérieur, type01.....	17
Figure 2.6 : Coupe transversale du mur intérieur, type 02.....	18
Figure 2.7 : section du poteau le plus sollicités	18
Figure 3.1 : Plancher en corps creux	23
Figure 3.2 : Disposition des poutrelles.....	24
Figure 3.3 : Dimension de la poutrelle.....	31
Figure 3.4 : Schéma d'acrotère.....	37
Figure 3.5 : Section de calcul d'acrotère	38
Figure 3.6 : Schéma d'un escalier	42
Figure 3.7 : Evaluation des charges pour le balcon.....	54
Figure 3.8 : Schéma de la dalle machine.....	57
Figure 3.9 : Ferrailage de la dalle machine	61
Figure 3.10 : Schéma d'un ascenseur mécanique	62
Figure 3.11 : Evaluation des charges appliquée a la dalle	67
Figure 4.1 : Disposition 1.....	77

Figure 4.2 : Disposition 2.....	77
Figure 4.3 : Disposition 3.....	78
Figure 4.4 : Disposition 4.....	78
Figure 4.5 : Disposition 5.....	78
Figure 4.6 : Disposition 6.....	79
Figure 4.7 : Disposition des voiles et des poteaux.....	81
Figure 5.1 : Ferrailage de la poutre principale.....	96
Figure 5.2 : Schéma d'un mur voile.....	98
Figure 5.3 : Géométrie du voile de soutènement.....	102
Figure.5.4 : Charges appliquées sur le voile sous-sols	103
Figure 6.1 : Ferrailage de la longrine.....	115

LISTE DES NOTATIONS

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.

- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

1. INTRODUCTION :

1.1 Historique :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

1.2. Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1.3 .Présentation du projet:

1.3.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons entrain d'étudier consiste a un bâtiment a usage commerciale et d'habitation, composé d'un sous sol, et Rez de chaussée plus neuf étages, implanté a ORAN, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Le sous sol a été utilisé come parking, RDC pour vocation commercial (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

1.3.2 .Caractéristiques géométriques:

Longueur totale du bâtiment	24.05m
Largeur totale du bâtiment	20.30m
Hauteur totale du bâtiment	34.21m
Hauteur du sous sols	3.05m
Hauteur du RDC	4.08m
Hauteur des étages courants	3,06m

Tableau.1.1 : caractéristiques géométriques

1.3.3. Ossature et système constructif adopté :

❖ Ossature :

C'est une ossature auto- stable réalisé en système de portique (poteaux- poutres).

❖ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm.

❖ Escaliers:

On a deux types d'escalier : Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à autre, par contre l'escalier de RDC a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1^{er} étage.

❖ Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

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

❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

- A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

1.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$.

1.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

1.5.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

1.5.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton:

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

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

1.5.3. Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \times f_{c28}$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa a = 4,76 b = 0,83

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa a = 1,40 b = 0,95

Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est défini par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

✓ pour $f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa

1.5.4. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

❖ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.**

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✓ Etat limite de service(ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

1.5.5. Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

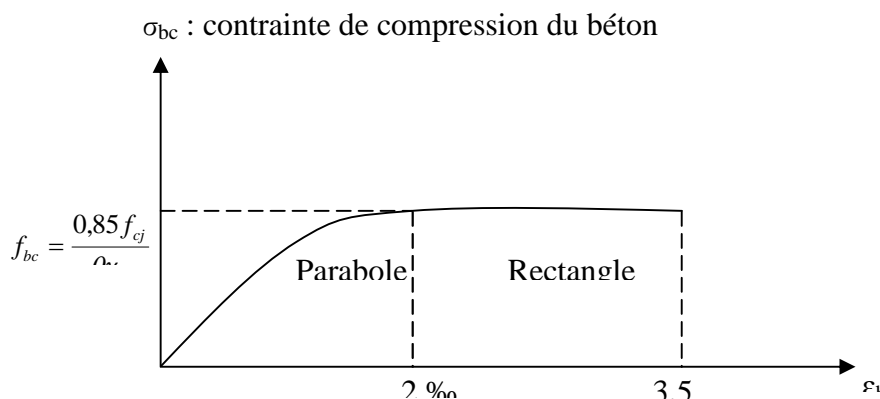


Figure 1.1 Diagramme parabole rectangle

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
 f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$
 f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
 γ_b : coefficient de sécurité.
 $\gamma_b = 1,5$ cas général.
 $\gamma_b = 1,15$ cas accidentel
 D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement
 $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103 \times \epsilon_{bc})$
 $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Tableau.1.2 : Coefficient d'application

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$
 $\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$

Diagramme rectangulaire(B.A.E.L91modifié99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

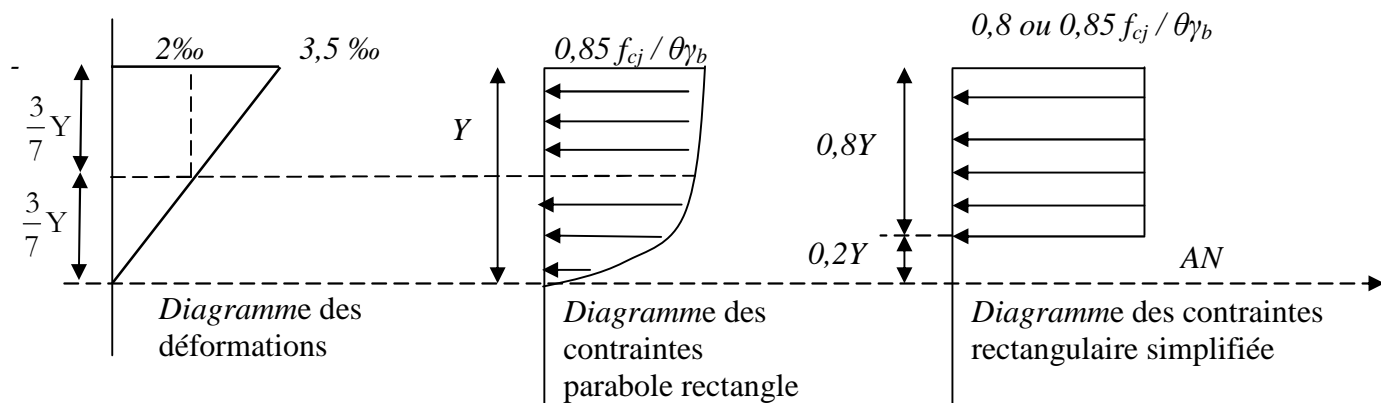


Figure 1.2 : Diagramme rectangulaire simplifié

**Sur une distante de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte à pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

1.5.6. Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

1.5.7. Module de déformation longitudinal du béton :**✓ Module de déformation instantanée :**

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

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{avec } E_{ij}, f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

✓ Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

a). Module de déformation transversale :**• Coefficient de poisson :**

$$v = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$v = 0,2 \quad \text{pour ELS (béton non fissuré)}$$

$$v = 0,0 \quad \text{pour ELU (béton fissuré)}$$

b). Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215 FeE 235

- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :
 $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

1.5.8. Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\epsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaison accidentelles.}$$

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

✓ Diagramme déformation- contrainte(B.A.E.L91modifié99.p78) :

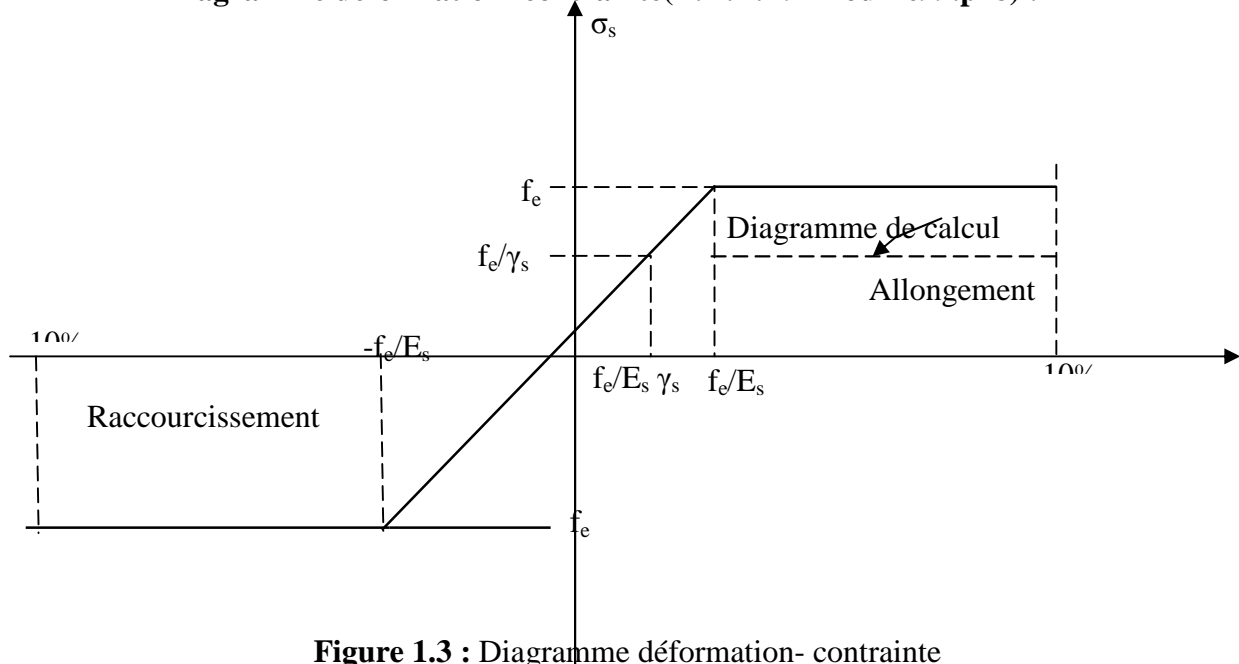


Figure 1.3 : Diagramme déformation- contrainte

1.5.9. Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
 - Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \text{ MPa})$
 - Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \text{ MPa})$
- η : coefficient de fissuration
 $\eta=1$: pour des ronds lisses(RL)
 $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6\text{ mm}$ (HA)

✓ **Poids volumique :**

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

1.6. Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

**Etats limite ultime de résistance E. L. U. R

**Etats limite de service

1.6.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

1.6.2. Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

1.6.3. Règle des trois pivots (B.A.E.L 91 modifié 99, p83) :

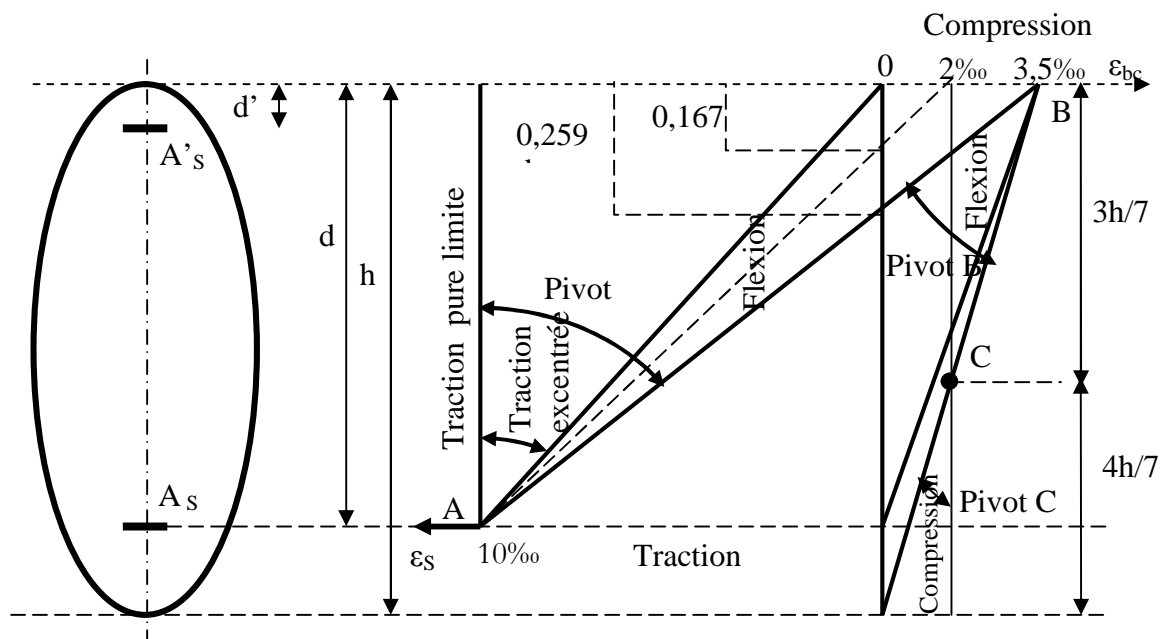


Figure 1.4 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

**Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

****Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

**L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

****Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

****Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

** La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

**Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \Rightarrow \alpha = 0,167$

**Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

**La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

**Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

****Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2‰$

**La compression simple ou composée admet le pivot C.

2 ‰ $\leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$ sur la fibre la plus comprimée

$\varepsilon_{bc} \leq 2 ‰$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✓ **En résumé :**

➔ **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

➔ **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

➔ **Pivot C** : compression simple ou composée.

1.6.4. E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1.6.5. Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$$

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**✓ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
1,35 G + 1,5 Q.

✓ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes

$$\begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q \pm 1,2 E \end{array} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ \\ 0,8 G+E \end{array}$$

2.1. DESCENTE DE CHARGES :

2.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

Avec L : la portée max d'une poutrelle, $L_{\max} = 4,70\text{m}$

$$h_t \geq \frac{500}{22,5} = 22,22\text{cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t=25\text{cm}$

Soit un plancher (20+5) cm avec 20 cm → corps creux

5 cm → dalle de compression

2.1.2. Descente des charges :

2.1.2.1. Plancher terrasse semi-accessible :

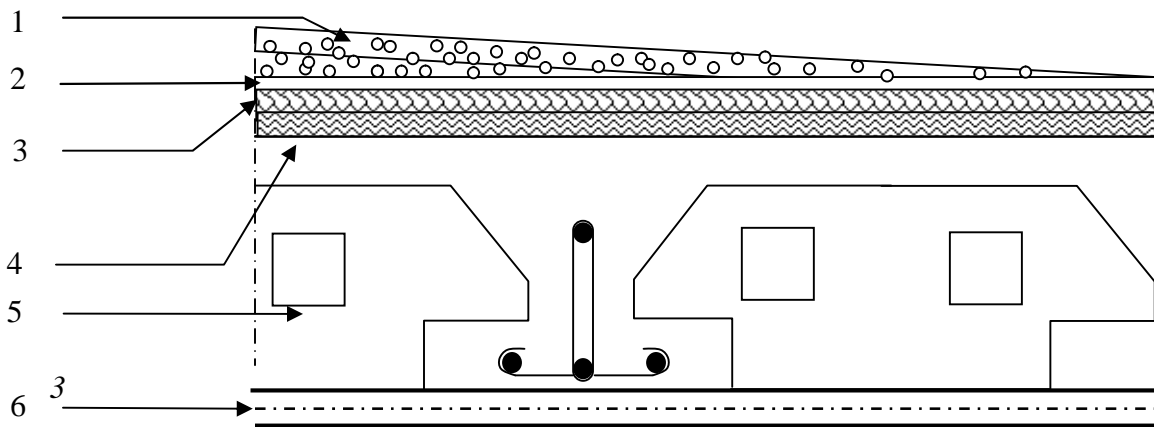


Figure 2.1: Terrasse semi-accessible

Tableau.2.1 : Descente des charges (terrasse semi-accessible)

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique KN /m ³	Poids KN /m ²
1	Gravillon de protection roulé	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	—	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,05	22	1,10
4	Isolation thermique en liège	0,04	2,5	0,10
5	Plancher à corps creux	(0,20+0,05)	—	3,35
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

- Charge permanente (poids propre) $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$

- Sur charge d'exploitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

2.1.2.2 Plancher terrasse inaccessible inclinée :

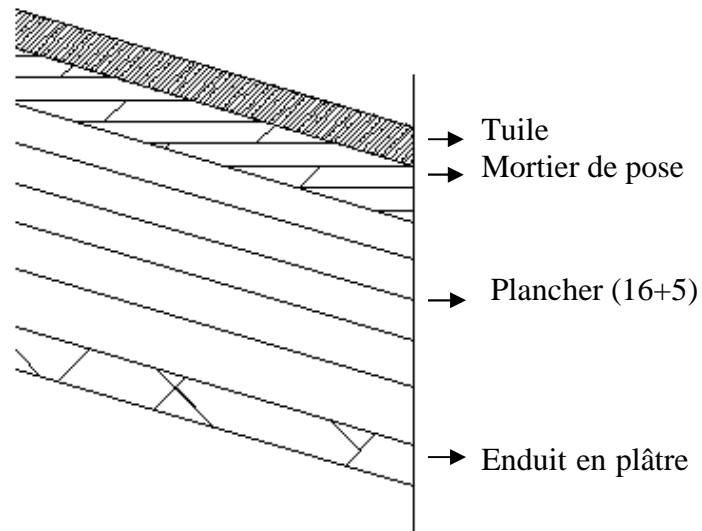


Figure 2.2: terrasse inaccessible inclinée

Tableau.2.2 : Descente des charges (terrasse inaccessible inclinée)

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse volumique KN /m ³	Poids (KN/m ²)
1	Tuile	-----	-----	0,60
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Plancher à corps creux	(0,20+0.05)	-----	3,35
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,10

- charge permanente (poids propre) $G = 4,45 \text{ KN/m}^2$

- Sur charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

L'inclinaison de la toiture est de $20^\circ \Rightarrow \begin{cases} (G/\cos \alpha) = 4,73 \text{ KN/m} \\ (Q/\cos \alpha) = 1,06 \text{ KN/m} \end{cases}$

2.1.2.3. Plancher étage courant, R D C :

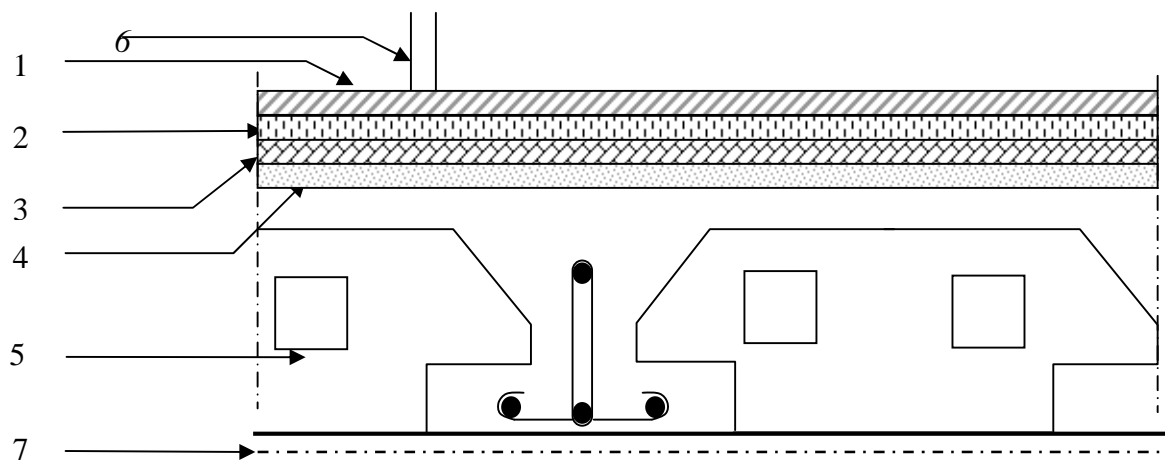


Figure 2.3: Plancher étage courant, R.D.C

Tableau.2.3 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C)

N°	Désignation	Ep. (m)	Masse Volumique kg/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
3	Lit de sable fin	0,02	17.5	0,35
5	Plancher à corps creux	(0,20+0.05)	_____	3,35
6	cloisons	0,10	_____	0,90
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

- charge permanente (poids propre) $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (plancher de RDC – 9^{ème}) : logement $\rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (plancher de Sous Sol) : commerce $\rightarrow Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$

2.1.2.4. Murs extérieurs :

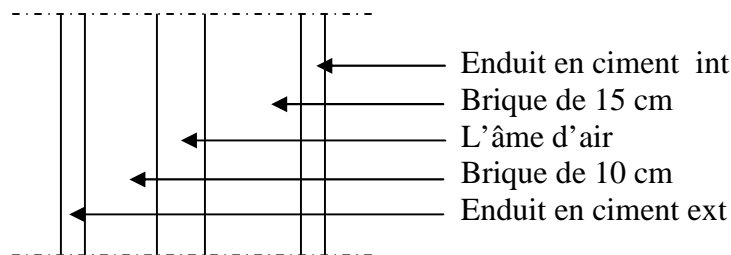


Figure 2.4: coupe transversale du mur extérieur

Tableau.2.4 : Descente des charges (Murs extérieurs)

N°	Désignation	Ep. (m)	Poids (KN/m ²)	Poids propre $G =$
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,40	3,05 KN/m ²
2	Briques creuses	0,15	1,35	
3	Briques creuses	0,10	0,90	
4	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,4	

2.1.2.5. Murs intérieurs :

On a deux types de murs :

Type01 :

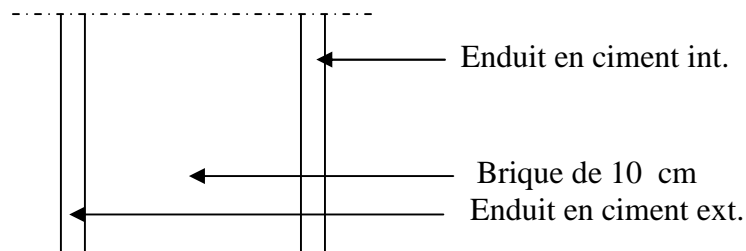


Figure 2.5: coupe transversale du mur intérieur, type01

Tableau.2.5 : Descente des charges (Murs intérieurs, type 01)

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	0,18
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18

Poids propre $G = 1,26\text{KN/m}^2$

Type 02:

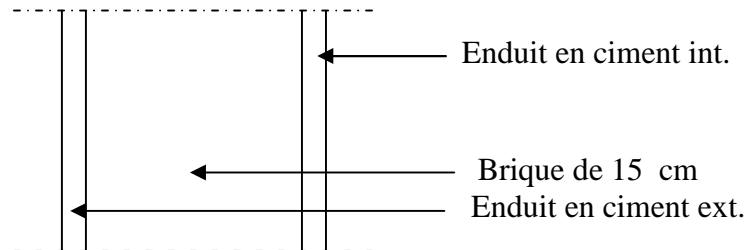


Figure 2.6: coupe transversale du mur intérieur, type 02

Tableau.2.6 : Descente des charges (Murs intérieurs, type 02)

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	0,18
2	Briques creuses	0,15	1,35
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18

Poids propre $G = 1,71\text{KN/m}^2$

2.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

2.2.1. Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA 99 version 2003.

2.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

2.2.2.1. Type 1 : le poteau le plus sollicité (poteau centrale)

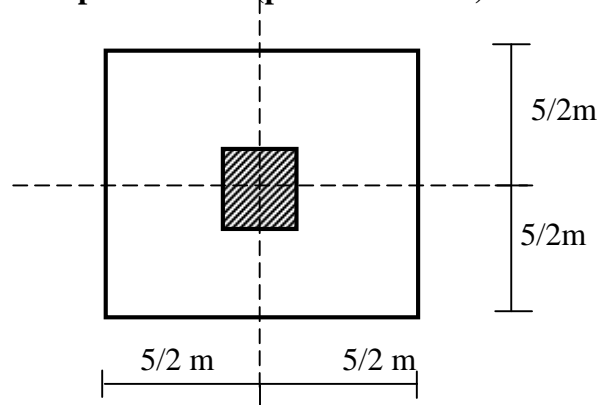


Figure 2.7: section du poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : **S = 25m²**.

Avec : S : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de : **Q = 1 t /m²**

$$N_u = Q . S . n$$

- Q : Charge moyenne répartie de 1 t /m².

- n : nombre d'étage (plancher).

❖ **Poteaux de sous sol (n = 11)**

$$N_u = 1 \times 25 \times 11 = 275 \text{ t}$$

$$\Rightarrow N_u = \mathbf{2.75 \text{ MN}}$$

Soit ;
$$a = \frac{L_F \cdot 2\sqrt{3}}{\lambda} \dots\dots\dots \text{avec : } \lambda = 35$$

Avec L_F : longueur de flambement.

Puisque le poteau est encasté directement sur les fondations $\Rightarrow L_F = 0.7 l_0$

l₀ : Hauteur d'étage.

Avec: l₀ = 3,05 m.

Donc
$$a = \frac{0.7 \times 3.05 \times 2\sqrt{3}}{35} = 0.2113m \Rightarrow a = 21,13cm$$

• **Section réduite (B_r)**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\left[\frac{F_{bc}}{0,9} + 0.85 \frac{A_s}{Br} \frac{F_e}{\gamma_s} \right]}$$

• $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \lambda = 35 \Leftrightarrow \beta = 1.2$

• Pourcentage **minimal** des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre:

A_s / B_r = 1%.

• F_e = 400 MPa.

• F_{bc} = 14,17 MPa.

• γ_s = 1,15.

$$\Rightarrow B_r \geq \frac{1.2 * 2.75}{\left[\frac{14.17}{0,9} + 0.85 \frac{1}{100} * \frac{400}{1.15} \right]} = 1764.61cm^2$$

Comme B_r = (a - 0.02)*(b - 0.02) ≥ 1764.61 cm².

Donc b ≥ 42.00 cm alors on prend **a = b = 45 cm**.

• **Calcul de section suivant RPA 99**

$$\frac{Nu.}{B * F_{C28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec :} \quad B : \text{section de poteau.}$$

Les résultats des calculs de pré dimensionnement sont les suivants

❖ **Poteaux de sous sol (n = 11)**

$$B \geq \frac{Nu.}{F_{c_{28}} * 0.3} = \frac{1.10^{-2} * 25 * 11}{0.3 * 25} = 3666.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow b = a \geq \sqrt{3666.66} = 60.55 \text{ cm}$$

Soit ; un poteau sous sol de **(65 x 65) cm²**

2.2.2.2. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

- $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ **Vérifiée** .
- $\min(a, b) \geq h_e / 20 = 408 / 20 = 20.40 \text{ cm} \rightarrow$ **Vérifiée**.
- $1/4 < a/b < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \rightarrow$ **Vérifiée**.

2.2.2.3. Vérification du poteau au flambement

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9^{ème} étage parce qu'il a la plus faible section.

- Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = ab^3 / 12 = 40^4 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a.b}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.55 \text{ cm}$$

- **Elancements mécanique $\lambda(x, y)$**

$$L_f = K. H_o$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.
- $H_o = 3,06 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).
- $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0.7 \times 3.06 / 11.55 = 18.54$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 70 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

2.2.3. Pré dimensionnement des poutres :**2.2.3.1. Définition :**

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles supportent la dalle.

- **Les poutres secondaires (Chaînages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

2.2.3.2. Pré dimensionnement

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

- Les poutres principales : L = 5,00 m

$$\text{Donc } 5,00 / 15 \leq h \leq 5,00 / 10 \Rightarrow 0,333 \leq h \leq 0,50$$

** Alors en prend : h = **50 cm**. Pour les poutres principales hautes de Sous Sol.

** Et h = **40 cm** pour les autres niveaux.

$$\Rightarrow h / 5 \leq b \leq h / 2 \Rightarrow 10 \leq b \leq 25$$

\(\Rightarrow\) On prend la min de **R.P.A** \(\Rightarrow\) **b = 30cm** pour tous les poutres principales.

- Les poutres secondaires : L = 5,00 m

$$\text{Donc ; } 5,00 / 15 \leq h \leq 5,00 / 10 \Rightarrow 0,333 \leq h \leq 0,50$$

** Alors en prend : h = **35 cm**

$$\Rightarrow h / 5 \leq b \leq h / 2 \Rightarrow 7 \leq h \leq 17,5$$

\(\Rightarrow\) On prend la min de **R.P.A** \(\Rightarrow\) **b = 30cm**

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

* b \geq 20 cm \rightarrow 30 cm > 20 cm \rightarrow **Vérifiée.**

* h \geq 20 cm \rightarrow 50 cm > 20 cm \rightarrow **Vérifiée.**

* h / b < 4 \rightarrow 50 / 30 < 4 \rightarrow **Vérifiée.**

2.2.4. Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau 2.7 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres

Elément	Poteau (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²) Types I
Sous sol	(65x65)	(30x50)	(30x35)
RDC	(65x65)	(30x40)	(30x35)
1 ^{er} étage	(60x60)	(30x40)	(30x35)
2 ^{ème} étage	(60x60)	(30x40)	(30x35)
3 ^{ème} étage	(55x55)	(30x40)	(30x35)
4 ^{ème} étage	(55x55)	(30x40)	(30x35)
5 ^{ème} étage	(50x50)	(30x40)	(30x35)
6 ^{ème} étage	(50x50)	(30x40)	(30x35)
7 ^{ème} étage	(45x45)	(30x40)	(30x35)
8 ^{ème} étage	(45x45)	(30x40)	(30x35)
9 ^{ème} étage	(40x40)	(30x40)	(30x35)

2.2.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

-Voile de contreventement :

Zone d'ORAN { - nombre d'étages ≥ 4
-la hauteur ≥ 12 m

- Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L \geq 4a} \\ \mathbf{a \geq h_e / 20} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : L : longueur du voile} \\ \quad \quad \quad \mathbf{a : \acute{e}paisseur des voiles (a \min = 15 \text{ cm})} \\ \mathbf{h_e : hauteur libre d'\acute{e}tage (2,85)} \\ \mathbf{a \geq 2,85/20=0,14 \text{ m}} \end{array} \right.$$

Niveau	Epaisseur a (cm)
Sous Sol	20
RDC+1 ^{er}9 ^{ème} étages	15

Tableau 2.8 : dimensions des voiles

3. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :

3.1. ETUDE DU PLANCHER :

3.1.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

3.1.2. Dimensionnement du plancher:

Suite au précédent chapitre « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pus déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

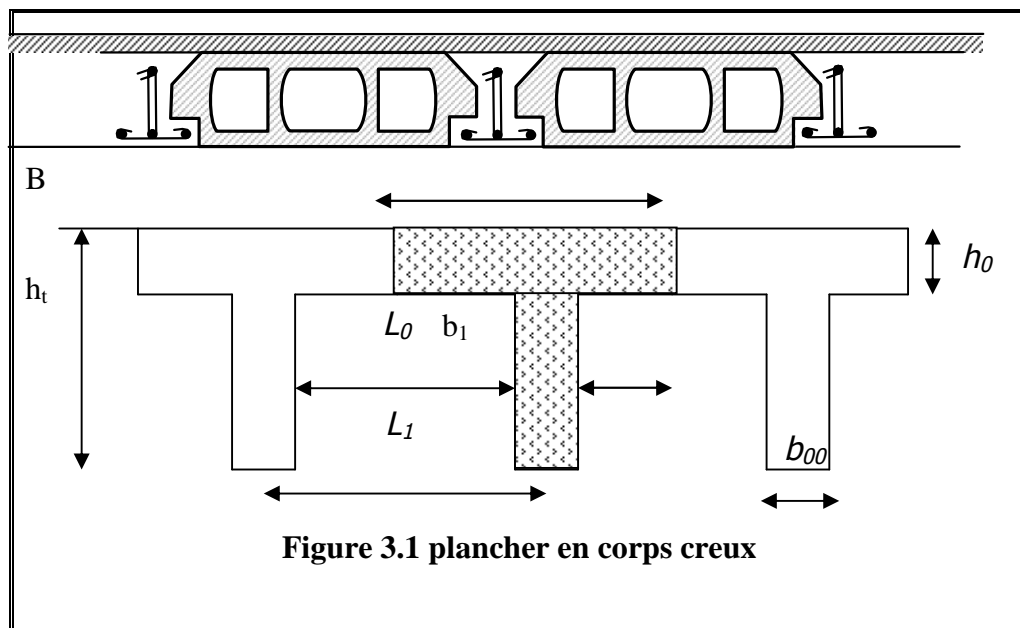
On a approprié un seul type de plancher:

Plancher à corps creux (20+5) pour tous les étages :

$\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm : corps creux} \\ 5 \text{ cm : dalle de compression} \end{array} \right.$

3.1.3. Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.



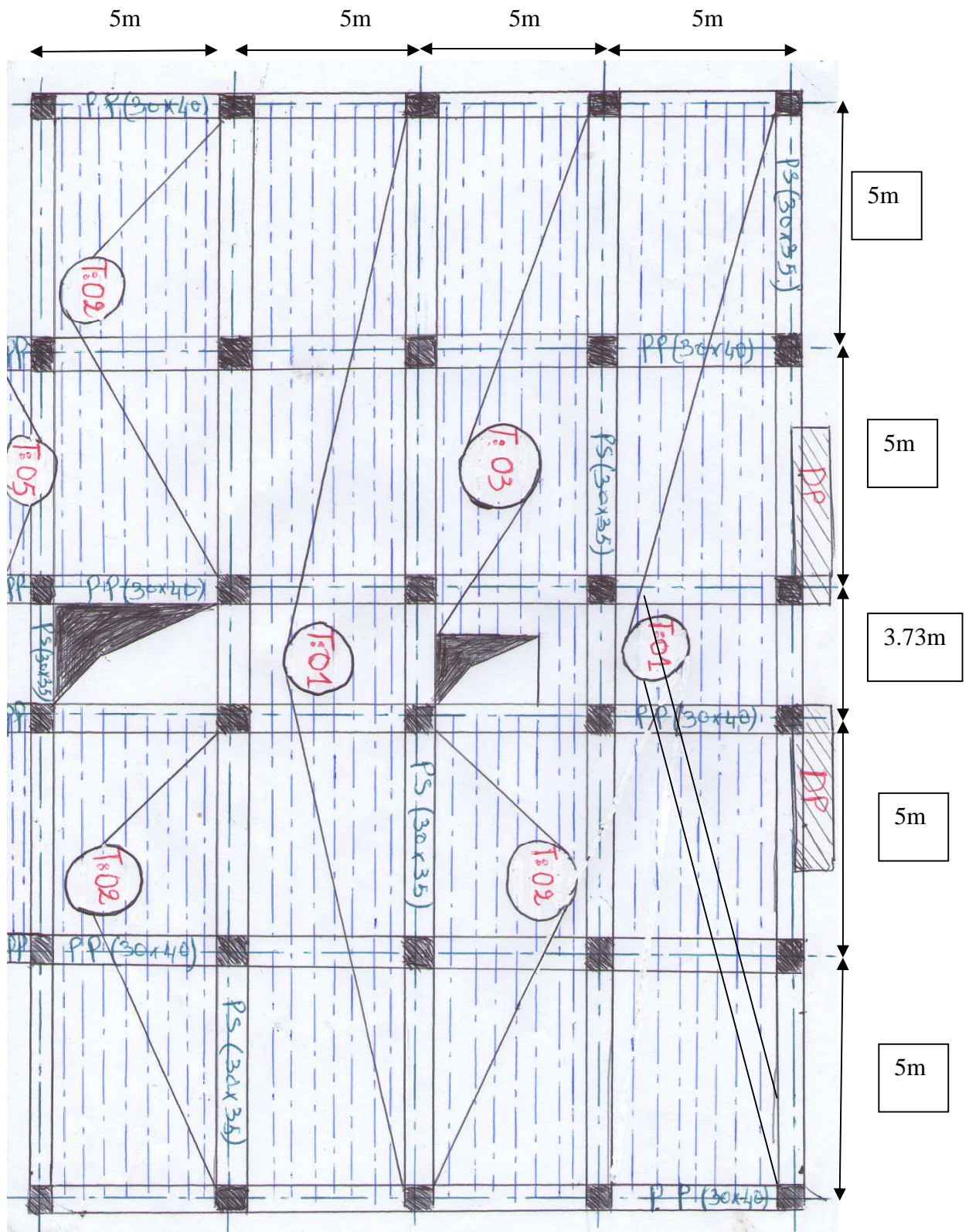


Figure : 4.1.3.2. Disposition des poutrelles.

✓ Différentes charges des poutrelles :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				E.L.U (KN /ml) $q_u = b (1.35G + 1.5Q)$	E.L.S (KN /ml) $q_s = b (G + Q)$
Commerce SOLS	5,6	5,00	0,65	9,79	6,89
Etage courant+terrasse semi-accessible	5,6	1,50	0,65	6,37	4,61
Terrasse incline ($\alpha=20^\circ$)	4,36	1,06	0,65	4,86	3,52

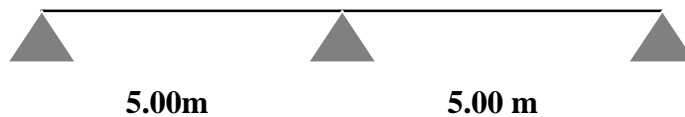
Tableau : 3.1 Différentes charges des poutrelles

✓ Types de poutrelles :

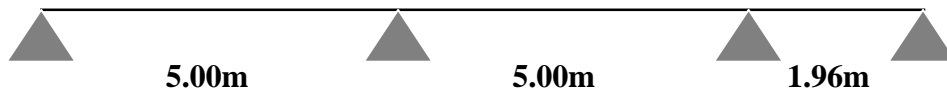
Type 01 :



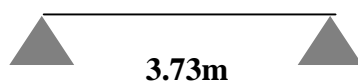
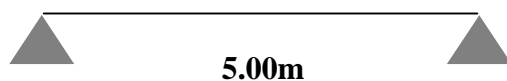
Type 02 :



Type 03:



Type 04 : (terrasse incliné)

Type 05 : (port a faux, G=5,6KN/m², Q=3,5KN/m²)

✓ **Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

On a :

h_t:	Hauteur De La Nervure	ht =20+5 = 25cm
h₀:	Hauteur De La Dalle De Compression	h ₀ =5cm
b₀:	Largeur De La Nervure	b ₀ =12cm
l₀:	=2xb ₁	L ₀ =2xb ₁
L:	La Largeur Max	L =5m
B :	Largeur De La Dalle	B=2b ₁ +b ₀
Ht :	La Hauteur Du Plancher	25cm

Selon les règlesB.A.E.L91

La largeur de la dalle de compression « B » est déterminé comme suit : **L =5 m**

L1=65cm B=2b1+b0.....(1)

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_1 - b_0) \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_0 \leq 500 /10=50\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

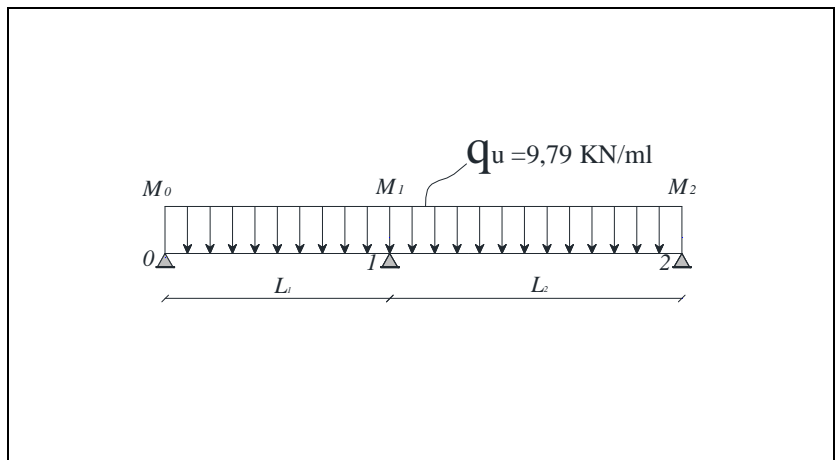
Soit b₁=26,5cm.

De (1) ⇒ B=2(26,5) +12=65cm.

3.1.4. Détermination des efforts internes :

Nous avons cinq types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 02 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

a). **ELU :**



$$M_0 \cdot L_1 + 2 \cdot M_1 \cdot (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 (R_{g1} - R_{d1})$$

◆ Calcul :

$$M_{0,5} + 2M_{1,(5+5)} + M_{2,5} = -6 (R_{g1} - R_{d1}) \cdot \frac{5}{3}$$

$$R_{g1} = q_u \cdot 5 / 24 = 50,99 \text{ KN} \quad , \quad R_{d1} = -q_u \cdot 5 / 24 = -50,99 \text{ KN}$$

$$-M_0 = M_3 = 0$$

$$M_1 = -q_u \cdot 5^2 / 40 = -30,59 \text{ KN.m}$$

◆ Travée 0-1 :

$$\bullet R_0 + R_1 = q_u \cdot L_1$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$\Rightarrow R_0 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0$$

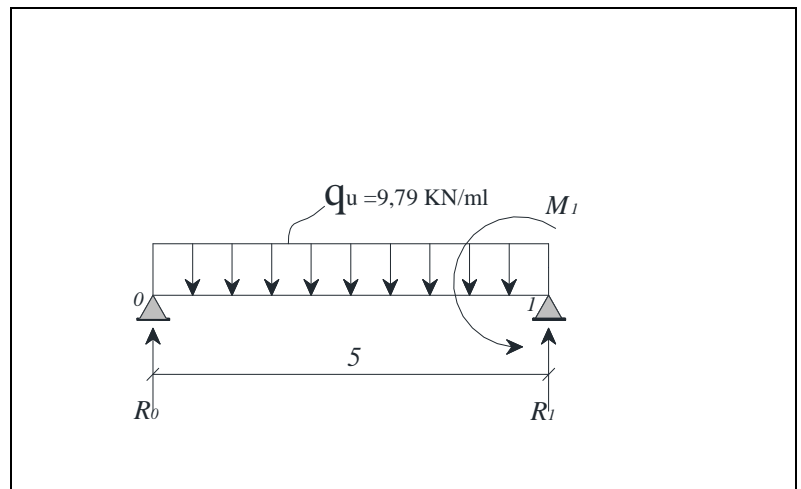
$$\Rightarrow R_0 = 18,36 \text{ KN} \quad R_1 = 30,59 \text{ KN}$$

$$\bullet M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2$$

$$\Rightarrow T(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -30,59 \text{ KN.m.} \\ \text{-Travée 0-1} \end{cases}$$

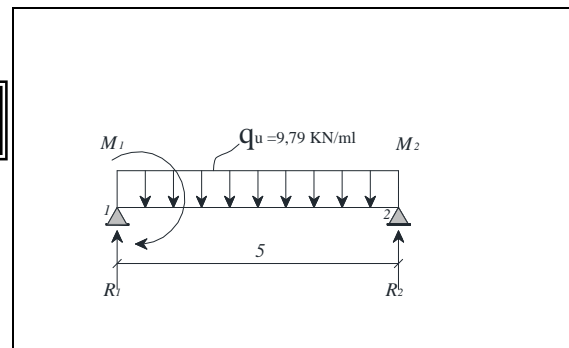
$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 18,36 \text{ KN.} \\ T(5) = -30,59 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$\bullet M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_0 / q_u$$

$$\Rightarrow x = 18,36 / 9,79 = 1,87 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 17,21 \text{ KN.m}$$



◆ Travée 1-2 :

$$\bullet R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2$$

$$\bullet R_1 \cdot L_2 - q_u \cdot L_2^2 / 2 + M_1 = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = 30,59 \text{ KN}$$

$$R_2 = 18,36 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1$$

$$\Rightarrow T(x) = R_1 - q_u \cdot x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -30,59 \text{ KN.m.} \\ M(5) = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 30,59 \text{ KN.} \\ T(5) = -18,36 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\bullet M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_1 / q_u$$

$$\Rightarrow x = 3,12 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 17,17 \text{ KN.m}$$

b). ELS :

$$M_0.L_1 + 2.M_1.(L_1 + L_2) + M_2.L_2 = -6 (R_{g1} - R_{d1})$$

◆ Calcul :

$$M_0.5 + 2M_1.(5+5) + M_2.5 = -6 (R_{g1} - R_{d1}).$$

$$R_{g1} = q_s.5^3 / 24 = 35,88 \text{ KN} \quad , \quad R_{d1} = -q_s.5^3 / 24 = -35,88 \text{ KN}$$

$$-M_0 = M_3 = 0$$

$$M_1 = -q_s.5^3 / 40 = -21,53 \text{ KN.M}$$

◆ Travée 0-1 :

$$\bullet R_0 + R_1 = q_s.L_1.$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$\Rightarrow R_0.L_1 - q_s.L_1^2/2 - M_1 = 0.$$

$$\Rightarrow R_0 = 12,91 \text{ KN}, R_1 = 21,53 \text{ KN}.$$

$$\bullet M(x) = R_0.x - q_s.x^2/2.$$

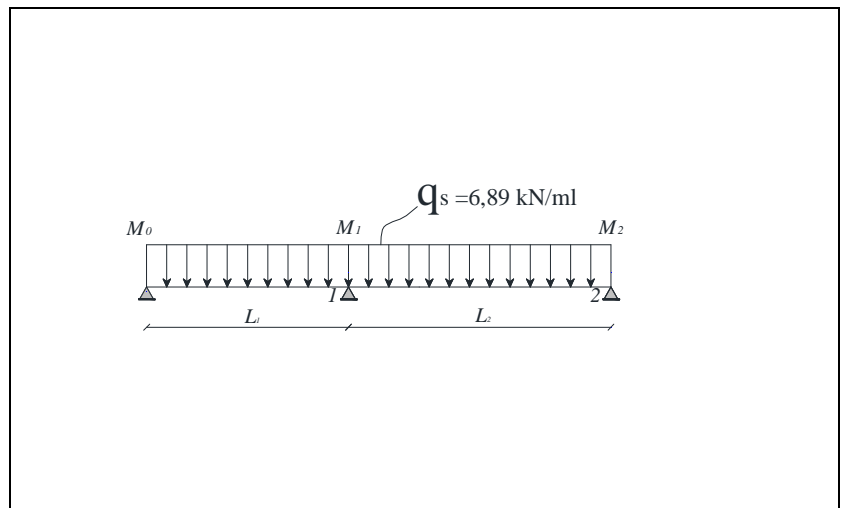
$$\Rightarrow T(x) = R_0 - q_s.x.$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -21,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 12,91 \text{ KN.} \\ T(5) = -21,54 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\bullet M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_0/q_s$$

$$\Rightarrow x = 12,91/6,89 = 1,87 \text{ m.}$$



$$M_{\max} = 12,09 \text{ KN.m}$$

◆ Travée 1-2 :

- $R_1 + R_2 = q_u \cdot L_2$
- $R_1 \cdot L_2 - q_s \cdot L^2 / 2 + M_1$

$\Rightarrow R_1 = -21,53 \text{ KN}$

$R_2 = 12,92 \text{ KN.}$

$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 + M_1$

$\Rightarrow T(x) = R_1 - q_u \cdot x.$

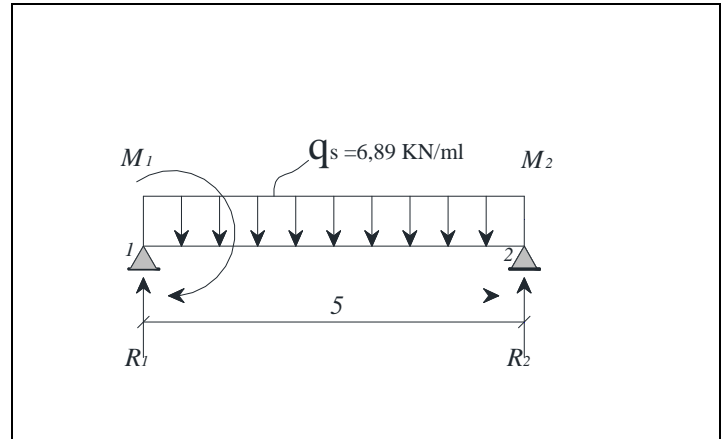
$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -21,53 \text{ KN.m.} \\ M(5) = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 21,53 \text{ KN.} \\ T(5) = -12,92 \text{ KN.} \end{cases}$$

- M_{\max} si $T(x) = 0 \Rightarrow x = R_1 / q_s$

$\Rightarrow x = 3,12 \text{ m.}$

$M_{\max} = 12,10 \text{ KN.m}$



3.1.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de tous les types des poutres sont regroupées dans l'ANNEXE A.

Tableau : 3.2 : Récapitulatif des charges et sollicitations

Type 01 :

Plancher	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Sous sol	18,56	27,01	29,87	13,07	19,01	21,03
Etage courant 1-9	12,09	17,59	19,46	8,75	12,73	14,08

Type 02 :

Plancher						
Sous sol	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
	17,26	30,27	30,53	12,15	21,31	21,49
Etage courant1-9	11,24	19,72	19,88	8,14	14,27	14,39

Type 03 :

Plancher						
Sous sol	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
	18,56	27,02	29,88	13,06	19,02	21,03
Etage courant1-9	12,09	17,60	19,46	8,75	12,74	14,04

Type 04 :

Plancher						
Terrasse inaccessible	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
	8,45	0,00	9,06	6,13	0,00	6,57

Type 05 :

Plancher						
Port a faux	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
	26,02	0,00	20,82	18,48	0,00	14,79

3.1.6. Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «Type2» comme un exemple de calcul au niveau du plancher haut de sous sol (commerce) et on pose les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif.

- ELU :

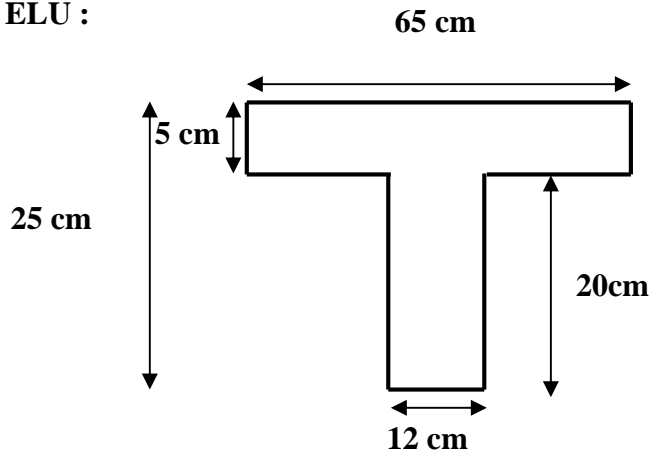


Figure 3.3 : dimension de la poutrelle

- ♦ En travée :

$$M_u \max = 17,26 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,01726 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 (0.9 \times 0.25 - 0.05 / 2)$$

$$\Rightarrow M_t = 0.092 \text{ MN} \cdot \text{m} \Rightarrow M_u \max < M_t$$

- Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

- on considère notre section (Section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$* \mu = M_u \max / b d^2 f_{bc} = 0,01726 / 0.65 \times (0,225)^2 \times 14.17$$

$$\mu = 0.037 < 0.259 \Leftrightarrow \text{pivot A. Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,0471$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\Rightarrow z = 0,22 \text{ m}$$

$$* A_{st} = M_u \max / z \cdot \sigma_{st} \Rightarrow A_{st} = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$** \text{ Donc ; on adopte: } A_{st} = 2 \text{ T } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{tj} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.225 \times 2.10 / 400$$

$$A_{st} > 1.76 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{CV})$$

♦ **En appuis :**

$$M_{u \max} = 30,27 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,03027 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

La section est considérée comme une section rectangulaire de largeur $b_0=65\text{cm}$ et de hauteur $h=25\text{cm}$.

$$\mu_u = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0.03027 / 0.65 \times (0.225)^2 \times 14.17$$

$$\mu_u = 0.0649 < 0.259 \Leftrightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 0,084$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\Rightarrow z = 0,217 \text{ m}$$

$$* A_{st} = M_{u \max} / z \cdot \sigma_{st} \Rightarrow A_{st} = 4,00 \text{ cm}^2$$

** Donc ; on adopte: $A_{st} = 2 \text{ T } 16 = 4,02 \text{ cm}^2$

• **ELS:**

♦ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 12,15 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,01215 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

♦ **Position de l'axe neutre :**

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

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A'=0, A=2,26\text{cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (d - y) = 0.$$

$$0,325 \cdot y^2 + 0,00339 \cdot y - 0,000763 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,3 \text{ cm}$$

$y = 4,3 < 5 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,3)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (22,5 - 4,3)^2 = 12950 \text{ cm}^4.$$

♦ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{12,15,4,3 \cdot 10^3}{12950} = 4,03 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 4,03 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu.

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} (d - y)}{I} = 15 \frac{12,15(22,5 - 4,3) \cdot 10^3}{12950} = 2561 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 MPa$$

$$\sigma_{st} = 2561 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400 MPa \dots\dots \text{condition..vérifié}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

♦ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = T_u / b_0 d = 0,03053 / 0,12 \times 0,225$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,13 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 MPa) = 3,33 MPa \text{ (Fissuration non préjudiciable) .}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C'est vérifier .}$$

♦ **Armatures transversale :**

$$\emptyset t \leq \min (\emptyset l ; h / 35 ; b_0 / 10) = \min (1,2 ; 25 / 35 ; 12 / 10)$$

$$\Rightarrow \emptyset t \leq 0,71 \text{ cm}$$

$$** \text{ On prends : } \emptyset t = \emptyset 6$$

♦ **Calcul de l'espacement :**

-- D'après le R.P.A 99 :

** Zone nodale :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12 \phi l \text{ min } ; 30 \text{ cm}) = \min (25 / 4 ; 12 \cdot 1,2 ; 30)$$

$$\text{On prends : } St = 5 \text{ cm}$$

** Zone courante :

$$St \leq h / 2 = 25 / 2 \dots St = 10 \text{ cm}$$

$$\diamond \text{ Condition de non fragilité : } \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa \right).$$

$$\Rightarrow 0,94 MPa > 0,40 MPa \dots\dots\dots (CV).$$

◆ **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9.d} \leq 0. \text{ Avec } \begin{cases} V_u=30,53\text{KN.} \\ M_u=30,27 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -118,95 < 0 \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

◆ **Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{\text{admissible}} \cdot \quad \text{Avec } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0,5\text{cm.}$$

$$L=5\text{m} \Rightarrow f_{\text{admissible}}=0.01 \text{ m.}$$

❖ **calcul de f :**

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b.h^3}{12} + 15.A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,25^3}{12} + 15 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,25}{2} - 0,025 \right)^2.$$

$$I_0 = 8,8 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\bullet \quad \lambda_i = \frac{0,05 \cdot \varphi \cdot f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,225} \Rightarrow \varphi = 0,0083$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 4,95$$

$$\bullet \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0083 \cdot 347,8 + 2,1}.$$

$$\mu = 0,73$$

$$\bullet \quad I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 8,8 \times 10^{-4}}{1 + 4,95 \times 0,73}.$$

$$I_{fi} = 2,098 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \quad \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{0,02131}{32164,2 \times 2,098 \times 10^{-4}} = 0,00315 \text{ m}^{-1}.$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 321642 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 1081886 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc la flèche : } f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{5^2}{10} \cdot 0,00315$$

$$f = 0,00789 < f_{\text{adm}} = 0.01 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

Tableau 3.3 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Niveau	Poutrelles	Arm long (cm ²)				At (cm ²)	T.S
		Ast calculé (cm ²)		Ast choisie			
		Travée	Appui	Travée	Appui		
Ssol	Type 1	2,42	3,56	2T14	2T16	Ø 6	Ø 5 E _{sp} (15x15) cm ²
	Type 2	2,24	4,00	2T12	2T16		
	Type 3	2,41	3,57	2T14	2T16		
Etag+terrasse	Type 1	1,56	2,30	2T12	2T14		
	Type 2	1,76	3,40	2T12	1T14+1T16		
	Type 3	1,55	2,31	2T12	2T14		
Terrasse inclinée	Type 4	1,59	0,00	2T12	2T12		
Porta faux	Type 5	3,94	0,00	3T14	2T12		

➤ **L'ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

Avec $\psi_s : 1,5$ pour les aciers H.A.

$$L_1 = 10 \cdot \phi \quad ; r = 5,5 \phi \quad ; L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$\text{Un crochet à } 90^\circ : \begin{cases} \alpha = 1,87. \\ \beta = 2,19. \end{cases}$$

Tableau 3.4 L'ancrage des armatures

ϕ (mm)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
12	2.835	42,33	12	6,6	5,43	15
14	2.835	49,38	14	7,7	6,34	15
16	2.835	56,43	16	8,8	7,24	18
20	2,835	70,55	20	11	9,06	22

3.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases} \quad [\text{B.A.E.L.91}]$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=500\text{MPa}$

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,54\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6\phi 5=1,18\text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$$

On adopte : $S_t=15\text{cm}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,27\text{cm}^2$$

On prend : $3\phi 5 = 0,59\text{ cm}^2/\text{ml}$

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

On adopte un espacement = 25cm

3.2. Etude de l'acrotère :

3.2.1. Introduction :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1,00 m** de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q=0,7$ KN/ml

3.2.2. Poids propre de l'acrotère :

La surface de l'acrotère est : $S=575\text{cm}^2 = 0.0575\text{m}^2$

La masse volumique = **2500 Kg /m³**.

$$\blacktriangle P = (0.0575 \times 2500) = 143.75 \text{ kg/ml}$$

$$\blacktriangle Q = 70 \text{ Kg/ml.}$$

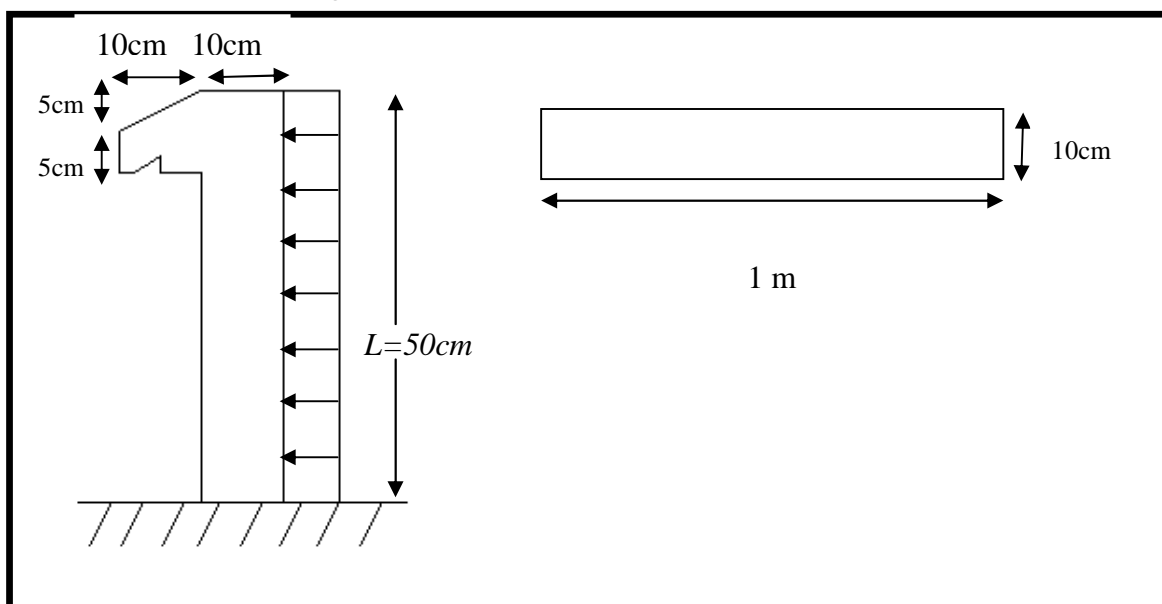


Figure : 3.4 : schéma d'acrotère

◆ Calcul à l'E.L.U :

Poids propre (effort normal) :

$$G = 25 \times S \quad S : \text{surface de l'acrotère}$$

$$S = 0.0575 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0575 = 1,4375 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,4375$$

$$N_u = 1,9406 \text{ KN/ml}$$

Surcharge : $Q = 0,7$ KN/ml

$$Q_u = 1,5 \times Q \Rightarrow Q_u = 1,05 \text{ KN/ml}$$

Le moment : $M_u = Q_u \times h = 1,05 \times 0,5$

$$M_u = 0,525 \text{ KN.m} \quad (\text{moment d'encastrement})$$

- $N_{ser} = G = 1,4375 \text{ KN}$
- $M_{ser} = Ql^2 / 2 = 0.7 \times (0.5)^2 / 2$
 $\Rightarrow M_{ser} = 0,0875 \text{ KN.m}$

◆ **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,525 / 1,94$$

$$\Rightarrow e = 0,27 \text{ m}$$

$$ht = 10 \text{ cm}$$

$$e = ht / 6 = 10 / 6 = 1,67 \text{ cm}$$

$e > ht / 6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3.2.3. Détermination du ferrailage :

a).E.L.U :

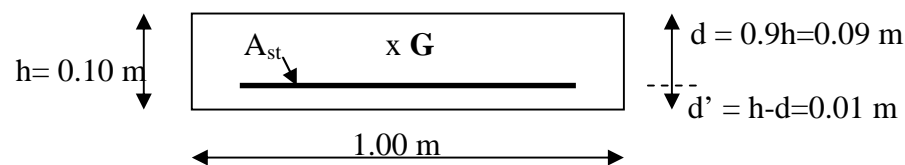


Figure 3.5 : section de calcul d'acrotère

- d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
- d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

- **Moment de flexion fictif (MA)**

$$MA = M_u + N_u (d - ht / 2)$$

$$MA = 0,525 + 1,94 (0,09 - 0,10 / 2)$$

$$\Rightarrow MA = 0,6026 \text{ KN.m} = 60,26 * 10^{-5} \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit (μ_u)**

$$\mu_u = MA / b d^2 f_{bc}$$

- $f_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$.

Avec : $\gamma_b = 1.50$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bc} = 0.85 \times 25 / 1.50 \Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

** Donc ; $\mu_u = 60,26 \times 10^{-5} / [1 \times (0.09)^2 \times 14,17]$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,00525.$$

$$0,00525 < 0,259 \Rightarrow (\text{Pivot A}) .$$

- Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire c.à.d: $A_{sc} = 0$

$$\Rightarrow A_{st} = 1 \times \frac{\frac{MA}{f_{bc}} - N_u}{\sigma_{st}}$$

- $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

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

- $\gamma_s = 1.15$

Donc ; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00525} \right) = 0.0065$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,09 (1 - 0.4 \times 0,0065) = 0.089 \text{ m}.$$

$$A_{st} = 1 \times \frac{\frac{MA}{Z} - Nu}{\sigma_{st}} = 1 \times \frac{60,62 * 10^{-5} - 194,06 * 10^{-5}}{348} = 0,14 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} = 0,14 \text{ cm}^2$ (Faible section) donc ;

** A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

$$A_{st} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \Rightarrow A_{st} \geq 0,23 * 1 * 0,09 \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

Donc ; On adopte : $A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$.

b).E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et } (\bar{\sigma}_{st} \text{ est choisie en fonction de la fissuration)}$$

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} Z Y_{ser}}{I} ; \quad \sigma_{st} = \frac{N_{ser} Z (d - Y_{ser})}{I} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{\eta N_{ser} Z (Y_{ser} - d')}{I}$$

➤ $\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

➤ Y_{ser} : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

On à :

$$N_{ser} = 143,75 \text{ Kg.}$$

$$M_{ser} = 8,75 \text{ Kg.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8,75}{143,75} = 0,061 \text{ m}$$

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

Avec :

$$C = (h/2) - e \Rightarrow C = (0,10/2) - 0,061$$

$$\Rightarrow C = -0,011 \text{ m}$$

Z ; est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante : $Z^3 + PZ + q = 0$

$$\bullet \quad P = -3C^2 - \frac{(C-d') * 6\eta * A_{sc}}{b} + \frac{(d-c) 6\eta A_{st}}{b} \quad \text{Avec } A_{sc}=0$$

$$P = -3(-0,011)^2 + \frac{(0,09 + 0,011) 6 * 15 * 1,51 * 10^{-4}}{1,00} = 0,00100 \text{ m}^2$$

$$\bullet \quad q = -2C^3 - \frac{(C-d')^2 * 6\eta * A_{sc}}{b} + \frac{(d-c)^2 * 6\eta A_{st}}{b}$$

$$q = -2(-0,011)^3 - \frac{(0,09 + 0,011)^2 * 6 * 15 * 1,51 * 10^{-4}}{1,00} = 0,000141 \text{ m}^3$$

$$\Delta = q^2 + (4p^3/27)$$

$$\Delta = 0,000141^2 + \frac{4(0,001)^3}{27} = 2,10^{-7} \text{ m}^6 \Rightarrow \Delta > 0 \text{ donc :}$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,00015 \text{ m}^3$$

➤ Calcul de (L) :

$$L = t^{1/3} \Rightarrow L = 0,0531$$

➤ Calcul de Z :

$$Z = L - P / 3L$$

$$\Rightarrow Z = 0,0468 \text{ m}.$$

Donc ;

$$Y_{ser} = Z + C = 0,0468 + (- 0,011) = 0,0358 \text{ m}$$

➤ Calcul d'inertie (I) :

$$I = \frac{b Y_{ser}^3}{3} + 15[A_{st}(d - Y_{ser})^2 + A_{sc}(Y_{ser} - d')^2]. \quad \text{Avec } A_{sc}=0$$

$$I = \frac{1 (0,0358)^3}{3} + 15[1,51 \cdot 10^{-4} A_{st}(0,09 - 0,0358)^2] = 2,19 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} Z Y_{ser}}{I} = \frac{143,75 \cdot 10^{-5} * 0,0468 * 0,0358}{2,19 \cdot 10^{-5}} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_{ser} Z (d - Y_{ser})}{I} = \frac{143,75 \cdot 10^{-5} * 0,0468(0,09 - 0,0358)}{2,19 \cdot 10^{-5}} = 0,166 \text{ MPa}.$$

Fissuration préjudiciable ce qui veut dire : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

Avec :

➤ $\eta = 1,6$

➤ $F_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$

➤ $\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

** Donc ; la section et le nombre d'armature choisie sont acceptable.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 1,51 / 4$$

$$A_r = 0,38 \text{ cm}^2$$

** On prend: $A_r = 3 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm} = 0,85 \text{ cm}^2$

c).Vérification des contraintes (E. L. S):

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,060 \text{ m}$$

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,43(0,06 + 0,02 + 0,1/2) = 0,19 \text{ KN.m}$$

▲ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 22,65y_1 - 203,85 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,80 \text{ cm}$$

▲ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,80)^3}{3} + 15 \times 1,51 \times (9 - 1,80)^2$$

$$I = 1368,58 \text{ cm}^4$$

d). Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{190}{1368,58} \times 1,80 = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e). Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{190}{1368,58} \times (9 - 1,80) = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

f). Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,05}{0,09 \times 1} = 11,67 \text{ KN/m}^2 = 0,011 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,011 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

g). Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$\boxed{F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p} \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : facteur de force horizontale $C_p=0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 1,43 \text{ KN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,43 \cdot 0,8 = 0,68 \text{ KN}$

$F_p = 0,82 \text{ KN} < 1,5Q = 1,05 \text{ KN}$ condition Vérifiée.

3.3. Etude d'escalier:

3.3.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

3.3.2. Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

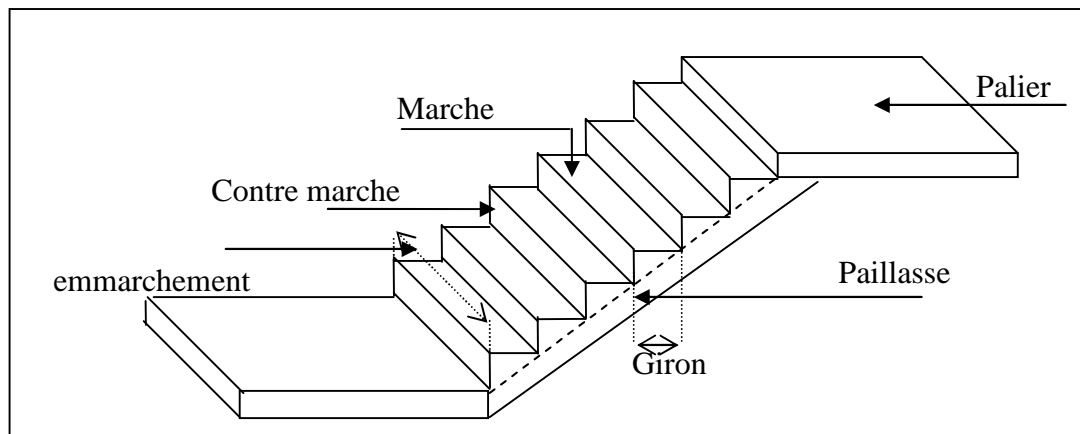


Figure 3.6 Schéma d'un escalier

3.3.3. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée

3.3.4. Dimensionnement des marches et contre marches :

a).Etude d'un type d'escalier (à une seule volée)

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

Avec : $m=64$ et $H=306/2=153\text{cm}$ et $L=240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n=9$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1=8$ marches

$$\text{Puis: } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

▲ D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg}\alpha = \frac{1,56}{2,75} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,87$$

▲ Epaisseur de la pailasse (ep):

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq ep \leq 13,79 \text{cm} , \text{ en prend: } ep = 12 \text{ cm}$$

▲ Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{cm}$$

On prend : $ev=15\text{cm}$.

On prend : $e_p = e_v = 15\text{cm}$

3.3.5. Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier:

a) Paillasse :

$N=0$	Désignation	E_p (m)	densité KN/m^3	poids KN/m^2
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 22 \times h/g$	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	0,15	25,00	3,75
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,18

Tableau 3.5 Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

-charge permanente : $G=7.56\text{KN/m}^2$

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

$Q_{U1} = (1,35G + 1,5Q) = 13.96\text{KN/ml}$

$Q_{ser1} = (G+Q).1\text{ml} = 10.06\text{KN/ml}$

b) Palier :

$N=0$	Désignation	e_p (m)	Densité (KN/m^3)	Poids KN/m^2
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,15	25,00	3,75
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

Tableau 3.6 Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

- charge permanente : $G=5.08\text{KN/m}^2$

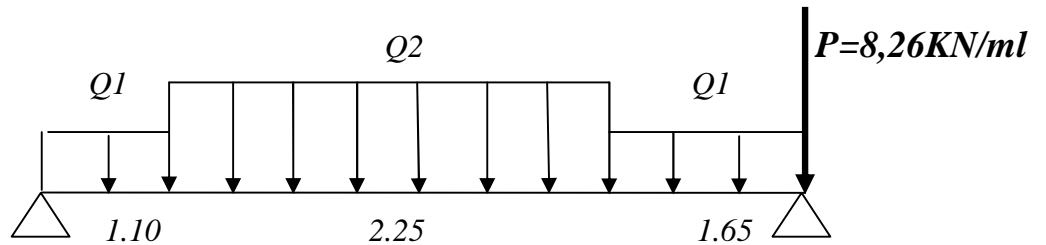
- surcharge d'exploitation : $Q=2.5\text{KN/m}^2$

$Q_{U2} = (1,35 G + 1,5 Q) = 10.91 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser2} = (G+Q).1\text{m} = 7.58 \text{ KM/ml}$

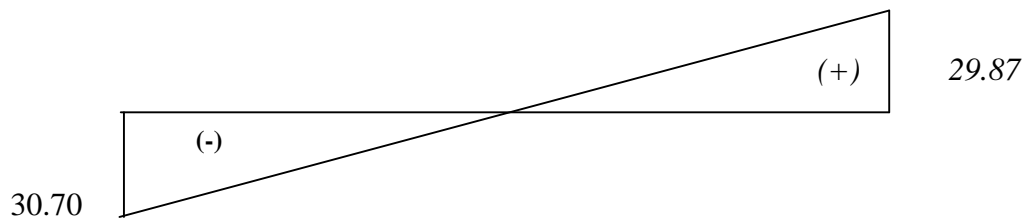
3.3.6. Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

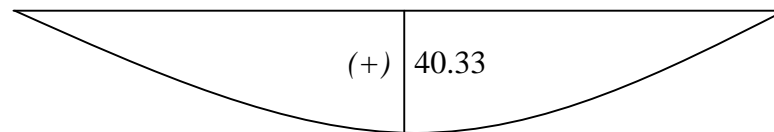


ELU :

$T(\text{KN})$

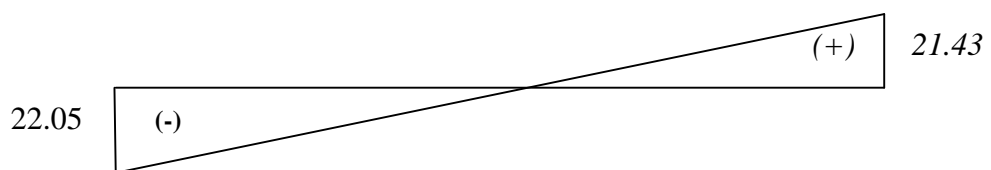


$M(\text{KN.m})$

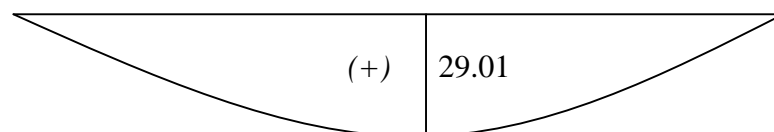


ELS :

$T(\text{KN})$



$M(\text{KN.m})$



3.3.7. Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. ($0.85M_0$ en travée et $0.5M_0$ en appuis)

a).E.L.U

✓ **En travée** : $h=0.15\text{m}$; $b=1\text{m}$; $d=0.135\text{m}$

$$Mu_t = 0.85M_{\max} = 0.85 \cdot 40.33 = 34.28 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow Mu_t = \mathbf{34.28 \text{ KN.m}}$$

$$* \mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = 0.132 < 0.259$$

\Rightarrow **pivot A**, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire

$$* \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.178$$

$$* Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.125 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{Mu_{\max}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.28 \times 10^{-3}}{0.125 \times 348} = 7.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

** Donc; on adopte: $A_{st} = \mathbf{7.92 \text{ cm}^2} = \mathbf{7T12/ml}$

\Rightarrow Espacement = 15 cm

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 bd \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

✓ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st}/4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

on adopte: $A_r = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

✓ **En appuis:**

$$Mu_a = 0.5M_{\max} = 0.5 \cdot 40.33 = 20.165 \text{ KN .m}$$

$$\Rightarrow Mu_a = \mathbf{20.165 \text{ KN .m}}$$

$$* \mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = 0.078 < 0.259$$

\Rightarrow **Pivot A**, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaire

$$* \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.101$$

$$* Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$* A_{st} = \frac{Mu_{\max}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.165 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 4.49 \text{ cm}^2$$

** Donc; on adopte: $A_{st} = \mathbf{4T12} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$

✓ **Section minimum RPA99V2003**

$$A_{st} = 0.005 * b * h = 0.005 * 1 * 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Donc on considère $A_{st} = 7T12/ml = 7.92 \text{ cm}^2$

Espacement = 15 cm

✓ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

A _{st} calculé		Ferr choisie		A _r calculé		Ferr choisie	
travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis	travée	Appuis
7.88	7.5	7.92	7.92	1.98	1.98	4T10	4T10
		=	=			=	=
		7T12	7T12			3,14	3,14

Tableau : 3.7 Ferrailage des escaliers

b).Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{30.70}{1 * 0.135 * 1000} = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.2 * 25 / 1.5; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

c).Vérification des contraintes à E.L.S :

✓ **En travée :**

$$M_{1ser} = 0.85 * 29.01 = 24.66 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A_{sc} (y - c') - \eta A_{st} (d - y) = 0..$$

$$50 \cdot y^2 - 15.7,92 \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4.60 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_{sc} (y - c')^2 + \eta A_{st} (d - y)^2 = 1265468 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = 8.96 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 8.96 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **En appuis :**

$$M_{ser} = 0.5 * 29.01 = 14.51 \text{ KN.m} \quad A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0..$$

$$50 \cdot y^2 - 15.3 \cdot 14 \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow y = 4.60 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c')^2 + \eta A(d - y)^2 = 1265468 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = 5.27 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.27 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d). Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0,0666 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{condition...vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow (0,0666 < 0,220) \dots \dots \dots \text{condition non..vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \right) \Rightarrow (0,00586 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; L = 2,25 \text{ m} ; M_{tser} = 24.65 \text{ kNm} ; A_s = 7.92 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa} ; M_{0ser} = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_s L^2}{8} \quad (\text{moment statique})$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [\text{BAEL, 91}].$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=2,25m < 5m$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 [BAEL, 91]:**

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

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

Avec :

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

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

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)
24.65	7.92	0,0058 6	230.54	3,58	1,43	0,510	32401.8	12613.06	18736.94

Tableau.3.8 : Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,307cm \\ f_v = 0,615cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,308cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{225}{500} = 0,45cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,308cm < \bar{f} = 0,450cm \quad c.vérifiée.$$

3.3.8. Etude de La poutre palière:

a).Prédimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow h = 35cm \\ b = 30cm \end{matrix} \right.$$

b). Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{matrix} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{matrix} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} 30 > 20 \dots\dots \text{conditio n.. vérifiée} \\ 35 > 30 \dots\dots \text{conditio n... vérifiée} \\ 1,166 < 4 \dots\dots \text{condition ...verifié e} \end{matrix} \right.$$

c).Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625KN/m$

Poids du mur situé sur la poutre : $1.69 \times 2.71 = 4.58KN/m$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 18.47KN/m$

$$G = 25.675KN/m$$

$$Q = 2.5 KN/ml$$

$$M_{\max \text{ travée}} = 62.23$$

$$M_{\max \text{ appui}} = 45.64$$

	ELU		ELS	
	$M_t = 0.85M_{\max}$	$M_a = 0.2M_{\max}$	$M_t = 0.85M_{\max}$	$M_a = 0.2M_{\max}$
M(KN,m)	52.89	12,45	38.79	9.13
T(KN)	69.14		50.72	

Tableau : 3.9 : les sollicitations de la poutre palière

d).Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage est calculé a l'aide de logiciel « SAP2000».

	A_{st} calculé (cm ²)	min RPA calculé (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)	
Appuis	1,49	5,25	3T12	3,39
Travée	6.43	5,25	6T12	6,79

Tableau : 3.10 : ferrailages de la poutre palière

e). Vérifications:

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

En travée: $6,79 > 1,14 \text{ cm}^2$

En appuis: $3,39 > 1,14 \text{ cm}^2$

Donc : $A_{st} > 1,14 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

f) Vérification de la contrainte de compression du béton:

- ✓ **En travée:**

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

$$A_{st} = 6,79 ; d = 31,5 \text{ cm}$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_{st}(d - y) = 0 \Rightarrow y = 11,62 \text{ cm}$$

- **Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2 = 55942,42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 8,06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **En appui:**

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 7,38 \text{ cm}$$

$$I = 23741,62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

g). Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{69.14}{30 \times 31.5} * 10 = 0,731 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,20f_{c28}/1,5; 5 \text{ Mpa}\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Y a pas risque de cisaillement

h). Armatures transversales: At:➤ **Diamètre des armatures At:**

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L\right\} = \min\{1; 3; 1,2\}$$

On prend $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{28.35; 40\} \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\{h/4; 30 \text{ cm}, 12\varnothing_L\} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

i). Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91) :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,0972 > 0,0625) \dots \dots \dots \text{condition...vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}}\right) \Rightarrow (0,0972 > 0,0849) \dots \dots \dots \text{condition ..vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,00718 < 0,0105) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$h_t = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 31.5 \text{ cm}$; $L = 3,60 \text{ m}$; $M_{tser} = 38,79 \text{ kNm}$; $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$;
 $f_e = 400 \text{ MPa}$; $M_{0ser} = 45.64 \text{ KN.m}$

donc : Pas de risque de flèche de la poutre palière

j).Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

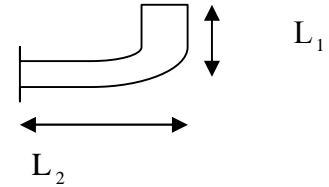
La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à : $r = 5,5 \emptyset = 6,6 \text{cm} \approx 8 \text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\emptyset}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,6 + 8) = 19,9 \text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,32 - 2,19 \times 8 - 19,9}{1,87} = 2,62 \text{cm}$$

**3.4 BALCONS:****3.4.1. Introduction**

Notre ouvrage comporte un seul types de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de $1,05 \text{m}$.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

✓ Epaisseur de balcon:

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{105}{10} = 10,5 \text{cm}$$

On prend: $e = 16 \text{cm}$

3.4.2. Evaluation des charges :**✓ Descente de charge:**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Dalle pleine	0,16	25,00	4,00
5	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
				$\sum G = 5,36$

Tableau 3.11 : Evaluation des charges pour le balcon

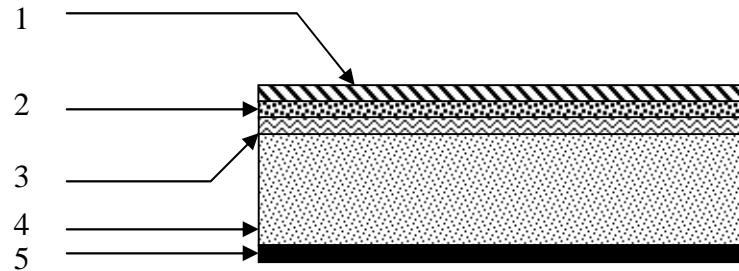


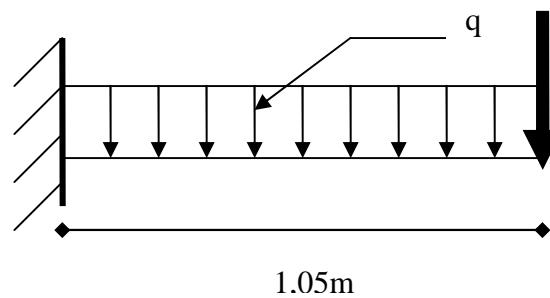
Figure 3.7 : Evaluation des charges pour le balcon

Poids propre $G= 5,36 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q =3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P=1,81 * 1,10=1,99 \text{ KN}$

✓ **Schéma statique**



✓ **Combinaison des charges**

E.L.U : $q_u=1.35 G +1.5 Q$

$q_u=12.66 \text{ kN/ml}$

$P_u=1,35 P$

$P_u=2,69 \text{ KN}$

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

$q_{ser}=8.99 \text{ kN/ml}$

✓ **Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:**

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -9,80 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 15,98 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 14,4 \text{ cm}$$

3.4.3. Ferrailage:

M (KN.m)	μ	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
-9.80	0,033	0	3,065	4T12 A _s =4,52 St =33cm	1,13cm ²	4T8 A _s =2,01 st=33 cm

Tableau 3.12 : Ferrailage du balcon

a).Vérifications :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1 / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

✓ **Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15,98 \times 10}{14,4 \times 100} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{15,98 \times 10^3}{0,9 \times 14,4 \times 15,08 \times 10^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

$n = 4$: nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1,2}{2} = 3,77 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,82 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b).La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$P_{ser} = 2,69 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -7,26 \text{ KN.m}$$

****Détermination de la position de l'axe neutre:**

$$by^2/2 - 15.A_s.(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 976,32 = 0 \Rightarrow y = 3,79 \text{ cm} \text{ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

****Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,79)^3}{3} + 15 \times 4,52(14,4 - 3,79)^2$$

$$I = 9447,05 \text{ cm}^4$$

****Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{8,05 \times 10^3}{9447,05} \times 3,79 = 3,23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c).Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6mm; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{Mpa} = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8,05 \times 10^3}{9447,05} (14,4 - 3,79) = 135,61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 135,61 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d). Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à: [B.A.E.L.91]

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

❖ Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4,52 \times 14,4}{100 \times 16 + 4,52 \times 15} = 8,26 \text{cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,26 \text{cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,74 \text{ cm.}$$

❖ Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(8,26)^3}{3} + \frac{100 \times (7,74)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (14,4 - 8,26)^2 = 36797,53 \text{cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,05)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 36797,53} \left[\frac{8,05 \times 1,05}{8} + \frac{2,69}{3} \right] = 0,019 \text{cm}$$

$$F = 0,019 \text{cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 105/250 = 0,42 \text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,019 \text{cm} < F_{adm} = 0,42 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3.5. Etude de la dalle machine :

3.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

3.5.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

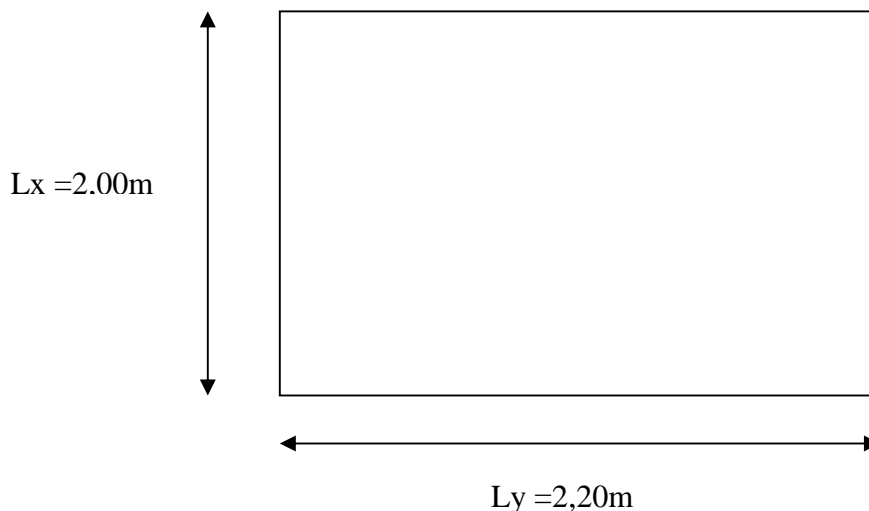


Figure 3.8 : Schéma de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4,00\text{cm} \leq e \leq 5,00\text{cm}$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

\Rightarrow On prend : $e = 25\text{cm}$

3.5.3. Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... $50,00\text{kN/m}^2$
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25\text{kN/m}^2$
- $$G = 56,25\text{kN/m}^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q = 1\text{kN/m}^2$$

c. Combinaison de charges :

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438\text{kN/m}^2$$

$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 57,25\text{kN/m}^2$$

d. Calcul des efforts [RPA99V2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

✓ **Calcul de “ ρ ” :**

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{1,90} = 0,868 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

* $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

* $M_y = \mu_y M_x$

✓ **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0490 \Rightarrow M_x = 10,33kNm \\ \mu_y = 0,7152 \Rightarrow M_y = 7,39kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d’encastrement d’appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

$M_{tx} = 0,85M_x = 8,78 kNm$

$M_{ty} = 0,85M_y = 6,28 kNm$

Moments sur appuis:

$M_{ax} = 0,3M_x = 3,10 kNm$

$M_{ay} = 0,3M_y = 2,22 kNm$

$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 3,10 kNm$

3.5.4. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

➤ **Ferrailage en travée :**

a. Dans le sens “ L_x ” :

On a: $b=100cm$; $h=25cm$; $d=0,9h=22,5cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_{tx}(kNm)$	M	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A_{s_{cal}}(cm^2)$	Choix	$A_{s_{adp}}(cm^2)$
8,78	0,0122	0	0,0153	22,36	1,12	5T10	3,93

Tableau.3.13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement :

$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h;33cm) = 33cm.....\text{vérifiée}$

b. Dans le sens “ L_y ” :

$M_{ty}(kNm)$	M	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
6,28	0,0095	0	0,0119	21,39	0,84	5T10	3,93

Tableau.3.14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

Espacement :

$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h;45cm) = 45cm.....\text{vérifiée}$

➤ **Ferraillage en appuis :**

$M_a(kNm)$	M	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
3,10	0,0043	0	0,0054	22,45	0,396	5T10	3,93

Tableau.3.15: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage sur appui

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46,63kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 42,54kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 46,63kN$$

$$\tau_u = \frac{46,63 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,207MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

3.5.5. Vérification a l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Béton :

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

Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 150\eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } fe = 400MPa$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,867 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25kN / m^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

➤ **E.L.S :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0558 \Rightarrow M_x = 8,70kNm \\ \mu_y = 0,8046 \Rightarrow M_y = 7,00kNm \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=7,40kNm$$

$$M_{ty}=0,85M_y=5,95kNm$$

Moments en appuis :

$$M_a=Max(0,3M_x;0,3M_y)=2,61kNm$$

➤ **Détermination de la valeur de "y" :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	7,40	3,93	4,60	22132,70	1,54	vérifiée	89,77	vérifiée
	(y-y)	5,95	3,93	4,60	22132,70	1,24		72,18	
Appuis		2,61	3,93	4,60	22132,70	0,54		31,66	

Tableau.3.16: Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

b. Vérification de la condition de non fragilité [3] :

$$h=25cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2,13cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \quad [1] \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,868 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,13cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,13cm^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y=3,93cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,93cm^2/ml > 2,00cm^2$ vérifiée

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 :

$$D'après [3] \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,152 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,152 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,75 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

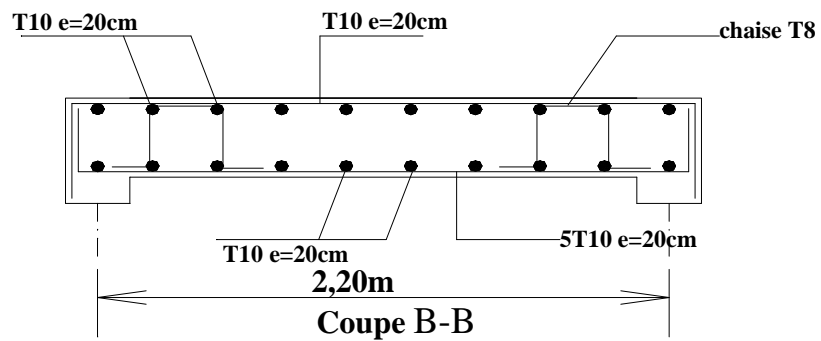
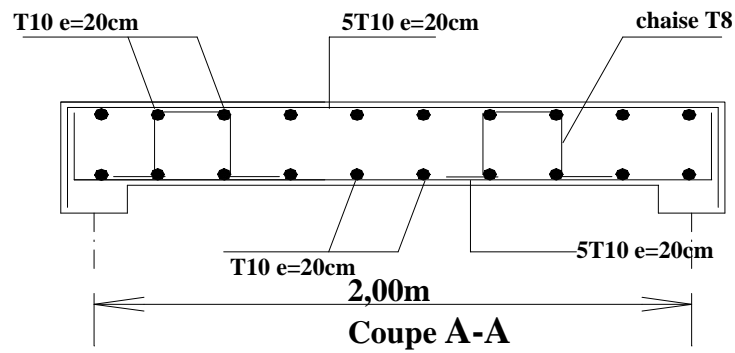
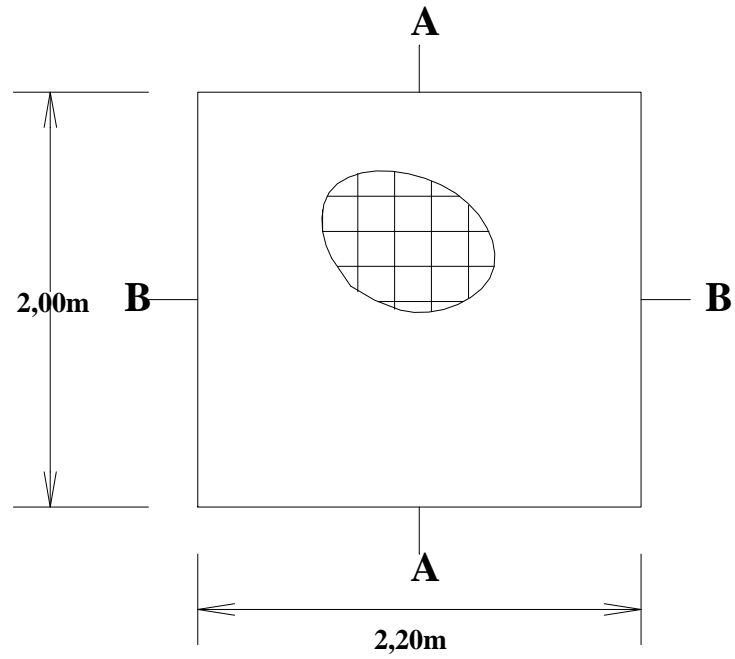


Figure 3.9 : Ferrailage de la dalle machine

3.6. L'ascenseur :

3.6.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

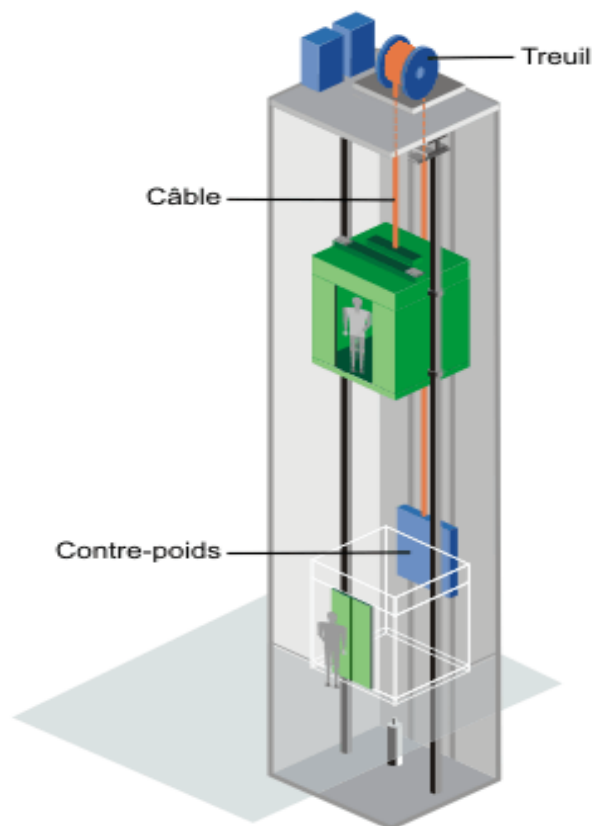


Figure 3.10 : Schéma d'un ascenseur mécanique

3.6.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : la charge en cabine
- Pp : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)(1)

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 35,11m

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5\text{kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680\text{kg}$

a) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tiron.

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550\text{mm} \Rightarrow d = 12,22\text{mm}$

On à : $C_r = C_s \cdot M$(1)

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$M = Q + P_m + M_g$ (2)

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 2342,5) = 36210\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$\Rightarrow C_r = \frac{36210}{0.85} = 42600\text{kg}$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22$ mm et $m=3$ on à : $C_{r(1 \text{ câble})}=8152$ kg

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{42600}{8152 \times 2} = 1,74 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles. Le nombre de câbles doit être pair et}$$

cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

b).Le poids des câbles (Mg)

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,512$ Kg/m

L : longueur du câble = 37,31m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 37,31 = 38,20 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 38,20 = 3055,7 \text{ kg}$$

c).Vérification de Cr :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{41575,2}{3055,7} = 13,60 > 12 \text{condition vérifiée}$$

d).Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200$ kg

$$- \text{ La charge permanente totale : } G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 38,20 = 6260,7 \text{ kg}$$

$$- \text{ la surcharge : } Q = 675 \text{ kg}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9464,44 \text{ kg}$$

3.6.3. Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 9464,44$ kg

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9464,44}{4} = 2366,11 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

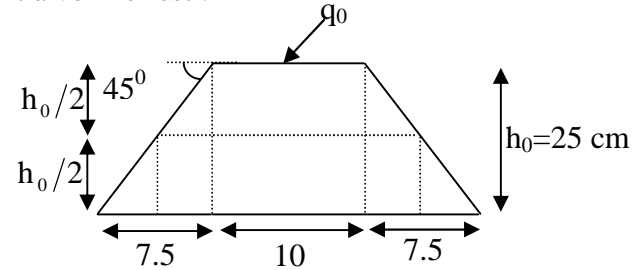
$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

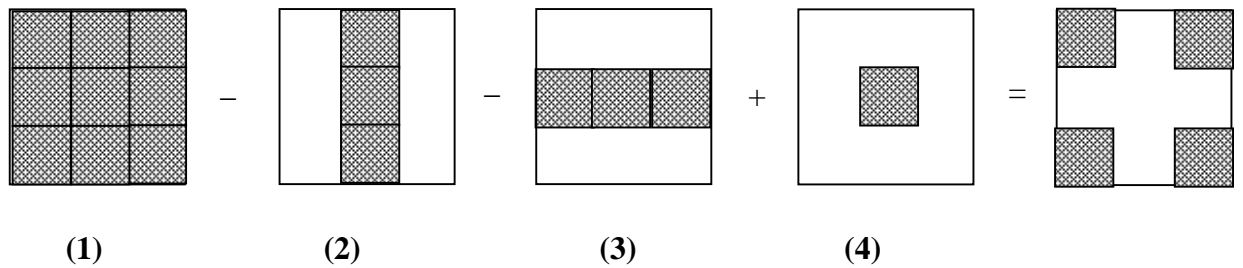
$$\mu_c = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250 \text{ kg} > q_0 = 2366,11 \text{ kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.



a).Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



b).Distances des rectangles :

1) le rectangle (1) :

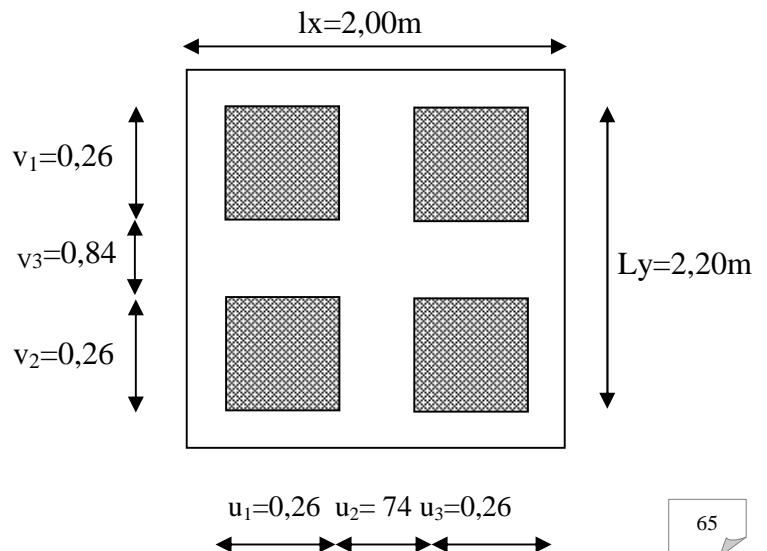
$$\begin{cases} U = 126 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{cases}$$

2) le rectangle (2):

$$\begin{cases} U = 74 \text{ cm} \\ V = 136 \text{ cm} \end{cases}$$

3) le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 126 \text{ cm} \\ V = 84 \text{ cm} \end{cases}$$



$$\left. \begin{array}{l} 4) \text{ le rectangle (4):} \\ U=74\text{cm} \\ V=84\text{cm} \end{array} \right\}$$

c).Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson

À L'ELU ($\nu = 0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{array} \right.$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (35x35) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{2366,11}{0,35 \cdot 0,35} = 19315,18 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=2,00m ; Ly=2,20m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	19315,18	33028,96	2576,26	2047,80
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	19315,18	19431,07	2059,69	1535,05
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	19315,18	20474,09	1904,09	1658,40
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	19315,18	11975,41	1544,83	1317,30

Tableau 3.17 : Les moments isostatiques des rectangles

d).Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 157,31 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 171,65 \text{ Kg.m}$$

e).Moments dues aux charges reparties (poids propre):

➤ **Chargement :**

$$L_x = 2,00 \text{ m}$$

$$L_y = 2,20 \text{ m} \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$- \text{ poids propre : } G = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg /m}$$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m}$$

➤ **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2,2} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{ La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_\mu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 181,26 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 142 \text{ kg.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments appliqués à la dalle:**

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 157,31 + 181,26 = 388,57 \text{ kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 171,65 + 142 = 313,65 \text{ kg.m}$$

➤ **Moments retenus :**

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 291,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 235,24 \text{ kg.m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 194,28 \text{ kg.m}$$

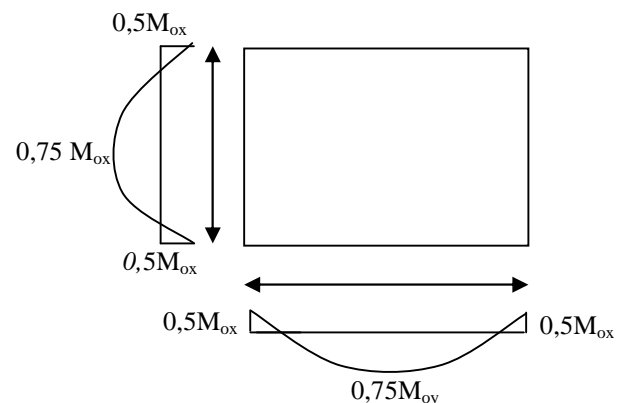


Figure 3.11 : Evaluation des charges appliquée a la dalle

3.6.4. Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=25\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,17\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mp}$
- Fissuration peu préjudiciable

➤ **En travée :**

➤ **Sens L_x :**

$$\text{Le moment ultime: } M_{tx} = 2914,3 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2914,3}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,004 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,998$$

$$\text{La section d'acier (As}_x\text{): } As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2914,3}{0,998 \times 22,5 \times 348} = 0,373 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sens Ly:**

Le moment ultime: $M_{ty} = 2352,4 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2352,4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9985$$

$$\text{La section d'acier (As}_x\text{): } As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2352,4}{0,9985 \times 22,5 \times 348} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En appuis:**

Le moment ultime: $M_{ax} = M_{ay} = 1942,8 \text{ N.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1942,8}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9985$$

$$\text{La section d'acier (As}_x\text{): } As_x = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1942,8}{22,5 \times 0,9985 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Section minimale des armatures:**

Puisque $h_0 = 25 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

• **Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 \text{ (m)} = 8 \cdot 0,25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\begin{cases} At_y = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } At_y = A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } Aa_y = A_{y \min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

• **Sens Lx:**

$$Ax_{\min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 2,10 \text{ cm}^2 / \text{mL}.$$

$$\begin{cases} At_x = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ax_{\min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } At_x = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_x = 0,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < Ax_{\min} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend : } Aa_x = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

➤ **Choix des aciers:**

Le diamètre: $h_0 = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$

$$\text{On a : } \phi \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \phi \leq 25 \text{ mm}.$$

➤ **En travée:**

▪ **Sens Lx:**

$$\begin{cases} At_x = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_x = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

▪ **Sens Ly:**

$$\begin{cases} At_y = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St_y = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

➤ **Sur appuis (chapeaux):**

$$\begin{cases} Aa = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St = 25 \text{ cm}} \end{cases}$$

➤ **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) La dalle est bétonnée sans reprise

$$2) \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_y & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

➤ **On calcule Vx et Vy: (efforts tranchants dus aux charges réparties):**

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 9,93 \times \frac{2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,9}{2}} = 6,85 \text{ N}$$

Donc :

$$V_y = \frac{9,93 \times 2}{3} = 6,62 \text{ KN}$$

Charge ultime de la dalle: $qu = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m} = 9937,5 \text{ kg/m N/m}$

➤ **On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):**

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{2366,11}{2.0,35 + 0,35} = 22,53 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{q_0}{3.u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{2366,11}{3.0,35} = 22,53 \text{ KN}$$

Comme ($u=v=35 \text{ cm}$) $\Rightarrow V_u = V_v = 22,53 \text{ KN}$

➤ **Donc l'effort total V_{tot} :**

- **Sens L_x :** $V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 6,85 + 22,53 = 29,38 \text{ KN}$

- **Sens L_y :** $V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 6,62 + 22,53 = 29,15 \text{ KN}$

D'où: $V_{\text{tot}} = \max(V_{\text{tot}x}, V_{\text{tot}y})$

$$V_{\text{tot}} = 29,38 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b.d} = \frac{29,38.10^3}{1000.225} = 0,13 \text{ MPa.}$$

$15 \text{ cm} < h_0 = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ on vérifiée que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10.h_0}{3} . \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ulim}} = \frac{10.0,16}{3} . \min(3.25 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 2,71 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.6.5. Vérifications à L'E.L.S :

a). Calcul des sollicitations :

➤ **Charge localisée:**

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p_{\text{ser}}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p_{\text{ser}} \quad \text{Avec: } v = 0,2 \text{ (E.L.S)}$$

$$p_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S = \frac{q_{\text{aser}}}{u.v} . S$$

$$p_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{aser}}}{u.v}; \quad q_{\text{aser}} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$q_{\text{ser}} = (6260,7 + 675) . 1/4 = 1733,93 \text{ kg}$$

Donc:

$$p'_{\text{ser}} = 1733,93 / (0,35)^2 = 14154,53 \text{ kg/m}^2$$

$$p_{\text{ser}} = 14154,53 \text{ S}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S (m ²)	P _{ser} = P' _{ser} .S	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0,63	0,62	0,078	0,062	1,71	24204,25	2188,06	1878,25
2	0,37	0,62	0,106	0,079	1,006	14239,46	1734,37	1426,80
3	0,63	0,38	0,093	0,081	1,06	15003,80	1638,4	1494,38
4	0,37	0,38	0,129	0,110	0,62	8775,81	1325,15	1191,75

Tableau 3.18 : Les moments isostatiques des rectangles

➤ **Moment due aux charges localisées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 140,44 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 148,82 \text{ kg.m}$$

➤ **Moment due aux charges réparties (E.L.S):**

$$G = 0,25 \cdot 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2; \text{ ep} = 25 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 .$$

$$Q_{\text{ser}} = 100 + 675 = 775 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,90 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0528 \cdot 775 \cdot (2,00)^2 = 163,68 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 0,8502 \cdot 163,68 = 139,16 \text{ kg.m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 140,44 + 163,68 = 304,12 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 148,82 + 139,16 = 287,98 \text{ kg.m}$$

➤ **Les moments en travées et en appuis :**

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{\text{ox}} = 228,09 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75 M_{\text{oy}} = 215,99 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{\text{ox}} = 152,06 \text{ kg.m}$$

b).vérification des contraintes dans le béton :

****Suivant L_x :**

✓ **En travée :**

$$M_{\text{tx}} = 2280,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

✓ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15.3,14(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 4,15 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + 15A_s (d - y)^2$$

$$I = 100. (4,15)^3/3 + 15.3,14(22,5 - 4,15)^2$$

$$I = 18242,07 \text{ cm}^4$$

✓ **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (2280,9/18242,07).4,15 = 5,19 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5,19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **En appuis :**

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{sax} < M_{ts}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

****Suivant L_y :**

✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 2159,9 \text{ N.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

✓ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y - d) - nA_s(d - y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15.3,14.(22,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 4,15 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + 15.A_s.(d-y)^2$$

$$I = 100.(4,15)^3/3 + 15.3,14.(22,5-4,15)^2$$

$$I = 18242,07 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (2159,9/18242,07)4,15 = 4,91 \text{ Mpa}$$

✓ **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 4,91 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

c).Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e_p}{l_x} \geq \frac{M_{lx}}{20M_{0x}} \\ \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{200} = 0,125 > \frac{2280,9}{20.3041,2} = 0,0375 \\ \frac{3,14}{100.22,5} = 0,0013 < \frac{2}{400} = 0,005 \end{array} \right. \quad \text{conditions - vérifiées}$$

d).Disposition du ferrailage:▲ **Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total.

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

▲ **Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{Ma}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max (40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1/2) = \max (40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

$$L_2 = 40 \text{ cm.}$$

▲ **Armatures finales :**

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Suivant L_y : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; soit 4T10 /mL avec $S_t = 25 \text{ cm}$

4. ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

4.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 02 groupe d'usage 02.

⇒ Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

4.3.1. 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.

4.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

❖ Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

❖ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

❖ Facteur de qualité Q :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

❖ **sens longitudinal** : (5 travée) :

$$5,00/3,73=1,34 < 1,5$$

$$5,00/5,00=1 < 1,5 \quad \text{critère observé } pq = 0$$

$$3,73/5,00=0,75 < 1,5$$

❖ **sens transversal** : (4 travée) :

$$5,00/5,00 < 1,5 \quad \Rightarrow \quad \text{critère observé } pq = 0$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

❖ **sens longitudinal : (6 files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,00 / 3,73 = 1,34 < 1,5 \quad \Rightarrow \quad \text{critère observé } pq = 0$$

❖ **sens transversal (5files) :**

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,00 / 5,00 = 1 < 1,5 \quad \Rightarrow \quad \text{critère observé } pq = 0$$

c) Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 23,73 / 20,00 = 1,18 < 4$$
- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.
 Donc le critère est observé $pq = 0$

d) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.
 Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $pq = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :
 $pq = 0,05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau 4.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

critère q	P_q	
	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
redondance en plan	0,00	0,00
régularité en plan	0,00	0,00
régularité en élévation	0,00	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme	0,15	0,15

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

Tableau 4.3 : RPA 99V2 003, page 38

Sens longitudinal $\rightarrow Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$

Sens transversal $\rightarrow Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$

❖ **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\bullet \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} \Rightarrow \eta = 0,8819.$$

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

◆ $\xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

❖ **Période T1 et T2 du site considérée S3 :**

$$\begin{cases} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,50. \end{cases}$$

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

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

❖ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$\begin{cases} ELU = 1,35 * G + 1,5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1,2 * E \\ G + Q \mp E \\ 0,8 * G \mp E \end{cases}$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique $T = C_T * h_N^{\frac{1}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il

est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/v2003** page 42.

$$C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 * (34.21)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.70s$$

❖ **Nombre de mode a considérer (RPA99/v2003 page 45):**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4.4. Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article **4.3.2.b** du RPA 99V2 003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (*notion de diaphragme*).

4.4.1. Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

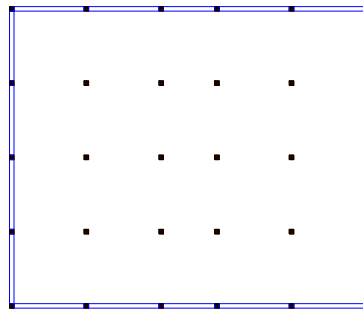


Figure 4.1 : disposition 1.

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1,93 \text{ s} \\ W = 5075,05 \text{ ton} \end{array} \right.$$

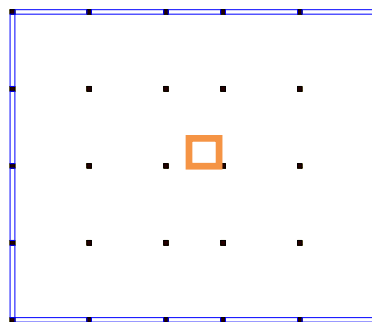


Figure 4.2 : disposition 2.

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 1,47 \text{ s} \\ W = 5174,62 \text{ ton} \end{array} \right.$$

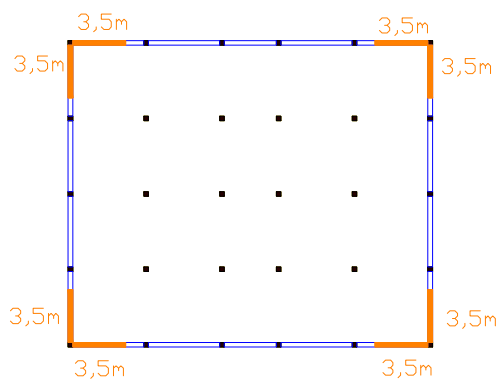


Figure 4.3 : disposition 3.

$$\begin{cases} T=1,09 \text{ s} \\ W= 5406,95 \text{ ton} \end{cases}$$

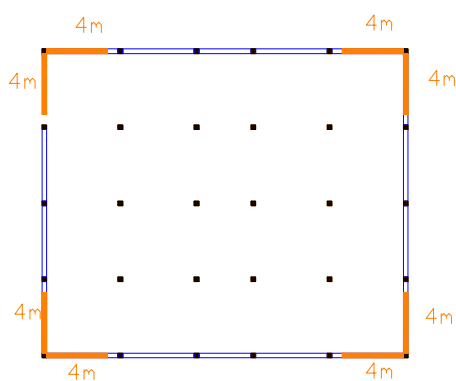


Figure 4.4 : disposition 4.

$$\begin{cases} T=0,93 \text{ s} \\ W= 5479,20 \text{ ton} \end{cases}$$

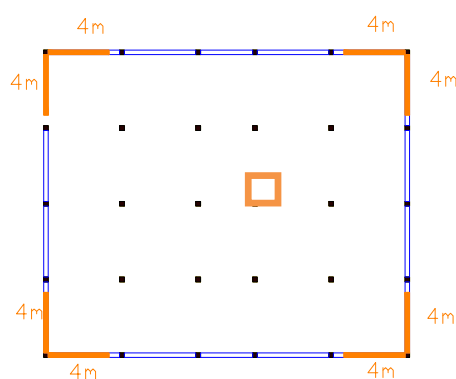


Figure 4.5 : disposition 5

$$\begin{cases} T = 0,89\text{s} \\ W= 5549,20 \text{ ton} \end{cases}$$

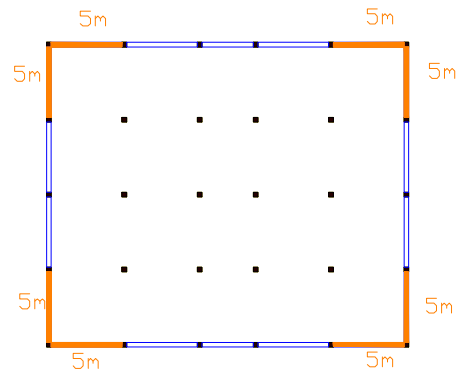


Figure 4.6 : disposition 6

$$\begin{cases} T = 0,75s \\ W = 5648,77 \text{ ton} \end{cases}$$

Période fondamentale de la structure = 0,70s

D'après le RPA99v2003 \Rightarrow la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\Rightarrow T = 0,7 \times 1,3 = 0,91s$$

Parmi les 6 variantes précédentes on considère la 5^{ème} qui permet d'avoir une fiable période et plus d'économie.

4.5. Poids total de la structure :

Selon le **RPA99V2003** il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003 .p41).

W : poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } n : \text{ le nombre de niveau}$$

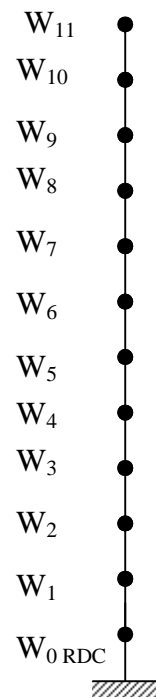
$$w_i = w_{gi} + \beta * w_{qi}$$

Avec $\beta = 0.20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présente les masses calculées le **SAP2000**.

Tableau 4.2 : Poids des différents niveaux

Niveau	Poids (KN)	Masses (KN)
11	898,00	91,54
10	4674,95	476 ,55
09	4616,97	470,64
08	4643,74	519,24
07	4689,37	478,02
06	4725,86	481,74
05	4766,87	485,92
04	4807,29	490,04
03	4852,12	494,61
02	4896,36	499,12
01	5202,73	530,35
RDC	6626,75	675,51



4.6. Calcul de la force sismique :

❖ Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifiée que :

$$\sum \bar{\sigma}_i \geq 90 \%$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_i = \frac{(\sum W_k \Phi_{ki})^2}{\sum W_k \Phi_{ki}^2} \frac{1}{\sum W_k}$$

$$W = \sum WK = 5549,20 \text{ t}$$

Le logiciel Sap 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- sens longitudinal:

$$Eu, = 94,0314 \% > 90 \% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b- sens transversal:

$$Eay = 92,6049 \% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4.7. Effets de la torsion accidentelle :

4.7.1. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport aux deux directions orthogonales (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

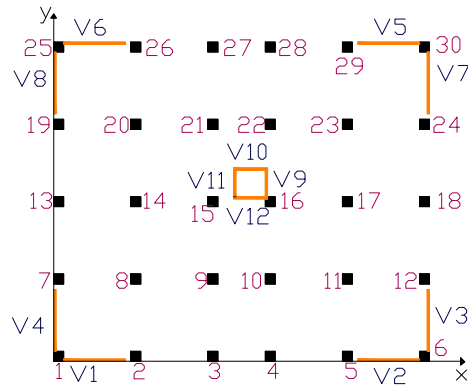


Figure 4.7 : disposition des voiles et des poteaux

❖ Centre à torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{x_i} \times x_i)}{\sum I_{x_i}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{y_i} \times y_i)}{\sum I_{y_i}} \end{cases}$$

.....formule(1)

❖ les coordonnées du centre de torsion :

	N°	XG	YG	IX	IY	XG*IX	YG*IY
<i>les voiles</i>	1	2,65	0,075	0,62	0,00103	1,643	0,00007725
	2	21,37	0,075	0,62	0,00103	13,2494	0,00007725
	3	24,3	2,65	0,00103	0,62	0,025029	1,643
	4	0,075	2,65	0,00103	0,62	0,00007725	1,643
	5	21,37	20,57	0,62	0,00103	13,2494	0,0211871
	6	2,65	20,57	0,62	0,00103	1,643	0,0211871
	7	24,3	18	0,00103	0,62	0,025029	11,16
	8	0,075	18	0,00103	0,62	0,00007725	11,16
	9	13,8	11,5	0,1	0,000562	1,38	0,006463
	10	12,78	12,42	0,000618	0,13	0,00789804	1,6146
	11	11,75	11,5	0,1	0,000562	1,175	0,006463
	12	12,78	10,57	0,000618	0,13	0,00789804	1,3741

3,1316216	3,1915096	37,8446706	33,3322246
-----------	-----------	------------	------------

Tableau 4.3 : Les coordonnées du centre de torsion (voiles).

	N°	XG	YG	IX	IY	XG*IX	YG*IY
LES POTEAUX	1	0,325	0,325	0,01487552	0,01487552	0,00483454	0,00483454
	2	5,325	0,325	0,01487552	0,01487552	0,07921214	0,00483454
	3	10,325	0,325	0,01487552	0,01487552	0,15358974	0,00483454
	4	14,05	0,325	0,01487552	0,01487552	0,20900106	0,00483454
	5	19,05	0,325	0,01487552	0,01487552	0,28337866	0,00483454
	6	24,05	5,325	0,01487552	0,01487552	0,35775626	0,07921214
	7	0,325	5,325	0,01487552	0,01487552	0,00483454	0,07921214
	8	5,325	5,325	0,01487552	0,01487552	0,07921214	0,07921214
	9	10,325	5,325	0,01487552	0,01487552	0,15358974	0,07921214
	10	14,05	5,325	0,01487552	0,01487552	0,20900106	0,07921214
	11	19,05	5,325	0,01487552	0,01487552	0,28337866	0,07921214
	12	24,05	5,325	0,01487552	0,01487552	0,35775626	0,07921214
	13	0,325	10,325	0,01487552	0,01487552	0,00483454	0,15358974
	14	5,325	10,325	0,01487552	0,01487552	0,07921214	0,15358974
	15	10,325	10,325	0,01487552	0,01487552	0,15358974	0,15358974
	16	14,05	10,325	0,01487552	0,01487552	0,20900106	0,15358974
	17	19,05	10,325	0,01487552	0,01487552	0,28337866	0,15358974
	18	24,05	10,325	0,01487552	0,01487552	0,35775626	0,15358974
	19	0,325	15,325	0,01487552	0,01487552	0,00483454	0,22796734
	20	5,325	15,325	0,01487552	0,01487552	0,07921214	0,22796734
	21	10,325	15,325	0,01487552	0,01487552	0,15358974	0,22796734
	22	14,05	15,325	0,01487552	0,01487552	0,20900106	0,22796734
	23	19,05	15,325	0,01487552	0,01487552	0,28337866	0,22796734
	24	24,05	15,325	0,01487552	0,01487552	0,35775626	0,22796734
	25	0,325	20,325	0,01487552	0,01487552	0,00483454	0,30234494
	26	5,325	20,325	0,01487552	0,01487552	0,07921214	0,30234494
	27	10,325	20,325	0,01487552	0,01487552	0,15358974	0,30234494
	28	14,05	20,325	0,01487552	0,01487552	0,20900106	0,30234494
	29	19,05	20,325	0,01487552	0,01487552	0,28337866	0,30234494
	30	24,05	20,325	0,01487552	0,01487552	0,35775626	0,30234494

Tableau 4.4 : les coordonnées du centre de torsion (poteaux).

Après l'application de la **formule(1)** on trouve pour le RDC :

X_t	Y_t
12,08468819	10,44403082

Les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	+0,05 +4,13	+7,19	+10,25 à +16,37	+19,43	+22,49	+25,55 +28,61	+31.61	+33.56
X_t [m]	12,08	12,05	12,05	12,05	12,05	12,05	12,05	12,01
Y_t [m]	10,44	10,27	10,26	10,26	10,22	10,21	10,52	10,58

Tableau 4.5 : Centre de torsion des planchers

❖ Centre de masse :

Les résultats du centre de masse des niveaux, sont regroupés dans le tableau suivant (à partir de SAP2000)

Niveau	X_m [m]	Y_m[m]
±0.05	11.67	9.88
+4,13	11.68	9.68
+7,19	11.80	9.73
+(10.25 ,13.31,16.37)	11.82	9.70
+19.43	11.80	9.71
+22.49	11.82	9.68
25.55, 28.61	11.80	9.69
31.61	11.80	9.94
33.56	11.86	10.00

Tableau 4.6 : Centre de masse des planchers

4.7.2. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

❖ Excentricités théoriques :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

Avec : X_m, Y_m , : Les coordonnées du centre de masse.
 X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	+0,05 +4,13	+7,19	+10,25 +13,31 +16,37	+19,43	+22,49	+25,55 +28,61	+31,61	+34,21
e_{xt} [m]	0,40	0,25	0,23	0,25	0,23	0,23	0,25	0,15
e_{yt} [m]	0,59	0,54	0,56	0,55	0,54	0,52	0,58	0,58

Tableau 4.7 : Les excentricités théorique.

$$e_{xa} = \max(5\% \times L_{x\max}; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\% \times L_{y\max}; e_{yt})$$

$$5\% \times L_x \max = 1,18 \text{ m}$$

$$5\% \times L_y \max = 1,00 \text{ m}$$

Niveaux	+0,0 5 +4,1	+7,19	+10,25 +13,31 +16,37	+19,43	+22,49	+25,55 +28,61	+31,61	+34,21
e_{xt} [m]	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
e_{yt} [m]	1,00	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12

Tableau 4.8 : Les excentricités accidentelles.

❖ Composante verticale de l'action sismique:

L'action sismique verticale concerne les structures qui ont des porte-à-faux de plus de 1,5m de long et ceci, en zone sismique III, et pour ça dans notre structure l'action n'est pas pris en compte.

❖ Méthode statique équivalente (Vérification) :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p46) 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 $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydn}

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

Avec

- $A=0,15$
- $D=?$

Période fondamentale du RPA $T = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0,05(34,2)^{3/4} = 0,70s$

- $\eta = 0,8819$
- $T_1 = 0,15$, $T_2 = 0,50$
- Donc $D = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,15}{0,70}\right)^{2/3} \rightarrow D = 0,777$
- $Q_x = 1,15$
- $Q_y = 1,15$
- $R = 5$
- W : poids total de la structure.
 $W = 5549,20$ ton

$$\text{Donc } V_{xst} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 0,777 \times 1,15}{5} \times 55492,0 = 1487,54 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \times 0,777 \times 1,15}{5} \times 55492,0 = 1487,54 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 46609,03 \text{ KN} > 0,8 V_{xst} = 0,8 \times 1487,54 = \mathbf{1190,03 \text{ KN}} \rightarrow \text{CV}$$

$$V_{ydyn} = 46576,138 \text{ KN} > 0,8 V_{yst} = 0,8 \times 1487,54 = \mathbf{1190,03 \text{ KN}} \rightarrow \text{CV}$$

- $T_{\text{dynamique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$
- $0,89 \text{ sec} < 1,3 \times 0,70 = 0,91 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{C.V}$

4.8. Calcul des déplacements : (RPA 99 V2003 (article 4.4.3, p47)

$$R. \delta(x, y) = \delta_k$$

Avec:

R: coefficient de comportement.

$\delta(x, y)$: sont les déplacements suivants x et y

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Suivant x :

$$\delta_9 = 106$$

$$\delta_8 = 96$$

$$\Delta_k = 106 - 96 = 10 \text{ cm}$$

Suivant y :

$$\delta_9 = 107,9$$

$$\delta_8 = 96,2$$

$$\Delta_k = 107,9 - 96,2 = 11,7 \text{ cm.}$$

5. ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

5.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

5.2. Les Poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive. L'étude se fera manuellement sur le poteau central pour le cas suivant :

- Le poteau soumis à l'effort normal maximum et le moment qui lui correspond.

5.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

- ◆ Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » **BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ \bullet G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{array} \right.$$

- ◆ Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » **RPA 99 V2003**

$$\bullet G + Q \pm 1,2 \times E$$

5.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bullet \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P64}$$

$$\diamond \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\bullet \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P63}$$

◆ Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

- ◆ **l_f** longueur de flambement du poteau.

Tableau.5.1 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	T (Kn)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
S.S (65×65) cm ²	36,30	0,086	3,28	0,04	1 ,0	C.V
R.D.C (65×65) cm ²	29,50	0,070	4,39	0,04	1 ,0	C.V
1^{er} étage (60×60) cm ²	43,49	0,120	3,57	0,04	1 ,0	C.V
2^{er} étage (60×60) cm ²	38,73	0,107	3,57	0,04	1 ,0	C.V
3^{er} étage (55×55) cm ²	39,23	0,129	3,89	0,04	1 ,0	C.V
4^{er} étage (55×55) cm ²	32,53	0,107	3,89	0,04	1 ,0	C.V
5^{er} étage (50×50) cm ²	32,94	0,131	4,28	0,04	1 ,0	C.V
6^{er} étage (50×50) cm ²	26,26	0,105	4,28	0,04	1 ,0	C.V
7^{er} étage (45×45) cm ²	19,25	0,095	4,76	0,04	1 ,0	C.V
8^{er} étage (45×45) cm ²	26,90	0,132	4,76	0,04	1 ,0	C.V
9^{er} étage (40×40) cm ²	40,90	0,255	5 ,25	0,075	1,8	C.V

Tableau.5.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales

Poteaux	Nd(KN)	Bc(cm²)	f_{c28}	$V = Nd / Bc \times f_{c28}$	Observation (V < 0,3)
S.S (65×65) cm ²	3137,06	(65×65)	25	0,297	C.V
R.D.C (65×65) cm ²	2957,75	(65×65)	25	0,280	C.V
1^{er} étage (60×60) cm ²	2439,00	(60×60)	25	0,271	C.V
2^{er} étage (60×60) cm ²	2376,04	(60×60)	25	0,264	C.V
3^{er} étage (55×55) cm ²	1837,68	(55×55)	25	0,243	C.V
4^{er} étage (55×55) cm ²	1792,31	(55×55)	25	0,237	C.V
5^{er} étage (50×50) cm ²	1343,75	(50×50)	25	0,215	C.V
6^{er} étage (50×50) cm ²	1212,50	(50×50)	25	0,194	C.V
7^{er} étage (45×45) cm ²	825,18	(45×45)	25	0,163	C.V
8^{er} étage (45×45) cm ²	673,31	(45×45)	25	0,133	C.V
9^{er} étage (40×40) cm ²	437,84	40×40)	25	0,109	C.V

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

B_c : section brute

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton

5.2.3. Calcul du ferrailage longitudinal :

❖ Calcul de ferrailage des poteaux

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec **SAP2000**.

- Soit le poteau de sous sol :

$$N_u = 3137,06 \text{ KN}$$

$$M_u = 27,81 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \Rightarrow d = 0,9 \cdot h = 0,585 \text{ m}$$

$$h = 0,65 \text{ m} \Rightarrow d' = 0,1 \cdot h = 0,065$$

- l'excentricité :

$$e = M_u / N_u = 0,88 \text{ cm}$$

$$e_a = e + h/2 + d' = 0,23 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{ua} = N_u \times e_a$$

$$N_u(d-d') - M_{ua} = 0,90 < (0,337 - 0,81 d'/d) b d^2 f_{bc} = 0,96$$

$$\Rightarrow \text{Zone (2)} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} N: \text{ de compression} \\ C \text{ a l'intérieur entre } G \text{ et } A_2 \\ C \text{ proche de } A_2 \\ \text{Condition des zones} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = M_{ua} / b \cdot d \cdot f_{bc} = 0,2285 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$A_1 = 1 / \sigma_{st} [(M_{ua} / Z) - N_u]$$

On a :

$$\mu_u = 0,228 \Rightarrow \alpha = 0,328$$

$$\text{Donc: } Z = 0,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = - 42,35 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

\Rightarrow Donc : on va ferrailer avec A_{\min} .

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « **SAP2000** » et on compare avec le minimum du **RPA** (Amin).

Le bâtiment est implanté dans la zone II (ORAN), le ferrailage minimum est de (0,8% de la section)

Tableau.5.3 : Calcul du ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	Amin _{RPA} (cm ²)	Section de SAP (cm ²)	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transverssaL(RPA)		
				Section (cm ²)	choix	t (cm)	t' (cm)	A _t
SS	65X65	33,80	27,56	37,7	12T20	10	15	Φ8
RDC	65X65	33,80	27,56	37,7	12T20	10	15	Φ8
1	60X60	28,80	22,78	31,29	8T20+4T14	10	15	Φ8
2	60X60	28,80	22,78	31,29	8T20+4T14	10	15	Φ8
3	55X55	24,20	19,98	24,89	4T20+8T14	10	15	Φ8
4	55X55	24,20	19,98	24,89	4T20+8T14	10	15	Φ8
5	50X50	20,00	17,23	20,36	4T16+8T14	10	15	Φ8
6	50X50	20,00	17,23	20,36	4T16+8T14	10	15	Φ8
7	45X45	16,20	12,44	17,07	4T16+8T12	10	15	Φ8
8	45X45	16,20	12,44	17,07	4T16+8T12	10	15	Φ8
9	40X40	12,80	12,98	15,19	4T14+8T12	10	15	Φ8

5.2.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 modifié 99, page 196}$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1,14; 4; 1,2) \Rightarrow \Phi_t \leq 1,14 \text{ cm.}$$

On adopte: « Φ10 ».

♦ Calcul de l'espacement : « **RPA 99 V2003 page 63** »

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\Phi_l; 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{Zone II}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\Phi_l \dots \dots \dots \text{Zone II}$

$$\Rightarrow \begin{cases} t \leq \min(12; 15) \text{ cm} \leq 12 \text{ cm} \\ t' \leq 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour la raison de pratique on adopte un espacement pour tous les poteaux : $\begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$

◆ **Recouvrement :**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA99** est de :

- **40 Φ en Zone II** **RPA99 V2003**; page 61

- Φ = 1,2 cm ⇒ $L_r = 1,2 \times 40 = 48$ cm, alors on adopte : $L_r = 50$ cm
- Φ = 1,4 cm ⇒ $L_r = 1,4 \times 40 = 56$ cm, alors on adopte : $L_r = 60$ cm.
- Φ = 1,6 cm ⇒ $L_r = 1,6 \times 40 = 64$ cm, alors on adopte : $L_r = 70$ cm.
- Φ = 2,0 cm ⇒ $L_r = 2,0 \times 40 = 80$ cm, alors on adopte : $L_r = 90$ cm.

5.3. Les Poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

- ✓ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

- La combinaison fondamentale **BAEL 91 :**

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ « **ELU** ».

- Combinaisons accidentelles **RPA 99V2003 :**

- $G + Q \pm E$.

- $0,8 \times G \pm E$.

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

5.3.1. Sollicitations des poutres principales :

Toutes les sollicitations des poutres principales sont regroupées dans l'ANNEXE B.

5.3.2. Exemple d'étude d'une « Poutre principale » :

On va prendre comme un exemple de calcul : « Poutre principale intermédiaire située au plancher haut du S.sol ».

5.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

SECTION [CM ²]	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]	M _{st} [Kn.m]	M _{sa} [Kn.m]	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]	M _t [Kn.m]	M _a [Kn.m]
30×50	80,98	166,74	57,37	117,71	114,71	58,17	49,45	26,06

Tableau 5.4 : Sollicitations de la poutre principale

a). Ferrailage en travée :

❖ **ELU : (1,35G+1,5Q)**

- $\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80,98 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,094$

⇒ $\mu_u < 0,392$ ⇒ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094}) = 0,124$$

- $Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,124) = 0,427$ m

- $A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{80,98 \times 10^{-3}}{0,427 \times 348} = 5,44$ cm²

Ferrailage choisi est de **5T12** de section **5,65cm²**.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,5 \text{cm}^2; 1,81 \text{cm}^2)$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 6,03 \text{cm}^2 > 1,81 \text{cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 6,03 / 4 = 1,51 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_r = 6,03 \text{ cm}^2 = 3T16$

- ❖ **ELS: (G+Q)**

$$M_{ser} = 57,37 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,05737 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

- ◆ **Position de l'axe neutre :**

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

$$b = 30 \text{cm}; \eta = 15; A' = 0, A = 5,65 \text{cm}^2.$$

$$15 \cdot y^2 - 15 \cdot 5,65 \cdot (45 - y) = 0.$$

$$15 \cdot y^2 + 84,75 \cdot y - 3813,75 = 0$$

$$\Rightarrow y = 13,36 \text{ cm}.$$

- ◆ **Inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{30}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{30}{3} (13,36)^3 + 15 \cdot 5,65 \cdot (45 - 13,36)^2 = 86627,24 \text{cm}^4.$$

- ◆ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{57,37 \cdot 13,36 \cdot 10^3}{86627,24} = 8,85 \text{MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 8,85 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- ◆ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} (d - y)}{I} = 15 \frac{57,37 (45 - 13,36) \cdot 10^3}{86627,24} = 314,31 \text{MPa}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

b).Ferrailage en appui :❖ **ELU :**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{166,74 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,194$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 0,272$$

$$\bullet Z = 0,401$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{166,74 \times 10^{-3}}{0,401 \times 348} = 11,94 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **6T16** de section **12,06 cm²**

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \text{ Sur toute la section}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 5,65 + 12,06 = 17,71 \text{ cm}^2 > 7,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature de répartition:**

$$A_r = A_{st} / 4 = 12,06 / 4 = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_r = 3,39 \text{ cm}^2 = 3T12$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,5 \text{ cm}^2; 1,81 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc : } 12,06 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS:**

$$M_{ser} = 117,71 \text{ KN.m}$$

◆ **Position de l'axe neutre :**

$$\Rightarrow y = 18,03 \text{ cm.}$$

◆ **Inertie :**

$$I_G = \frac{30}{3} (18,03)^3 + 15 \cdot 18,03 \cdot (45 - 18,03)^2 = 255332,24 \text{ cm}^4.$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{117,71 \cdot 18,03 \cdot 10^3}{255332,24} = 8,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....Condition vérifiée

❖ **Contrainte maximale dans l'acier tendu :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser.}(d-y)}{I} = 15 \frac{117,71(45-18,03) \cdot 10^3}{25533224} = 186,50 \text{ Mpa}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

❖ **Calcul de l'espacement :** (selon le RPA99 V2003 page66)

◆ Dans la zone nodale : $s \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\Phi_{Lmin}; 30) \text{ cm}.$

◆ Dans la zone courante : $s' \leq \frac{h}{2}.$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

***Poutres principales :**

$$\begin{cases} s \leq \text{Min}(\frac{50}{4}; 12 \times 1.4; 30) \text{ cm} = 12,50 \text{ cm} \\ s' \leq \frac{50}{2} = 25,00 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} s = 10 \text{ cm} \\ s' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{199,20}{0,3 \times 0,45 \times 1000} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min}(0,2 \times 25 / 1,5; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

❖ **V\u00e9rification au glissement:**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9.d} \leq 0. \text{ Avec } \begin{cases} V_u = 199,20 \text{ KN.} \\ M_u = 166,74 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -212,50 < 0 \dots \dots \dots \text{(CV).}$$

Donc il n'est pas n\u00e9cessaire de proc\u00e9der \u00e0 la v\u00e9rification des armatures aux niveaux d'appuis.

❖ **V\u00e9rification de la fl\u00e8che :**

$$f \leq f_{admissible} \cdot \quad \text{Avec } f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm.}$$

$$L = 5 \text{ m} \Rightarrow f_{admissible} = 0,01 \text{ m.}$$

❖ calcul de f :

$$\bullet I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,30 \times 0,50^3}{12} + 15 \cdot 6,03 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0,50}{2} - 0,05 \right)^2$$

$$I_0 = 34,86 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0,05 \cdot x f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{6,03 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,45} \Rightarrow \varphi = 0,00447$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 55,92$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00447 \cdot 348 + 2,1}$$

$$\mu = 0,44$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 34,86 \times 10^{-4}}{1 + 55,92 \times 0,44}$$

$$I_{fi} = 1,49 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{0,11771}{32164,2 \times 1,49 \times 10^{-4}} = 0,0245 \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc la flèche : } f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = \frac{5^2}{10} \cdot 0,0245$$

$$f = 0,06125 < f_{adm} = 0,01 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

❖ Détermination des armatures transversales :

D'après le « BAEL 91, modifié 99, page 196 » on a la condition suivante :

$$\bullet \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right)$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1,66; 3; 1,6)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq 1,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ Ferrailage des ports a faux :

$$G = 5,6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

On a

$L_x/L_y < 0,4 \Rightarrow$ le port a faux se comporte comme un console.

\Rightarrow Donc : le ferrailage trouvé est de 3T12 en fibre inférieur et 5T16 en fibre supérieur.

5.3.3. Ferrailage total des poutres principales :

Tableau5.5 : Ferrailage total des poutres principales

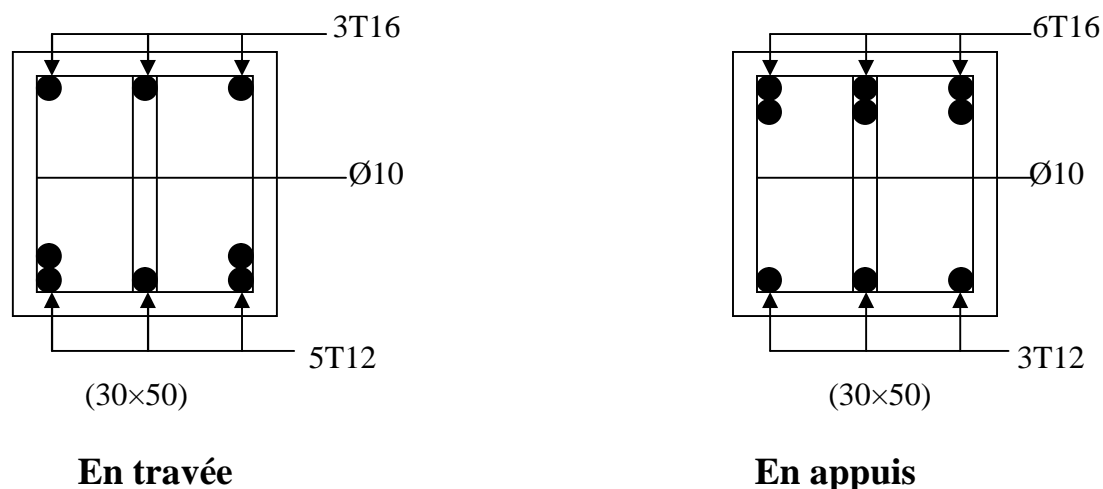
			Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			<i>Travée</i>		<i>Appui</i>		<i>St (RPA99)</i>	
niveau	section (cm ²)	Amin RPA cm ²	A _{st cal} (cm ²)	A _{st choisi} (cm ²)	A _{scal} (cm ²)	A _{sa choisi} (cm ²)	Zn (cm)	Zc (cm)
0	30 x50	7,5	5,44	5T12 = 5,65	11,94	6T16 = 12,06	10	15
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10	30X40	6	4,66	2T16+ 1T12 = 5,15	10,04	5T16 = 10,05	10	15
<i>11</i>	30X40	6	1,52	3T16 = 6,03	3,13	3T16 = 6,03	10	15

Zn : zone nodale

ZC : Zone courante

Tableau5.6 : Ferrailage total des poutres secondaires

			Armatures longitudinales				Armatures transversales	
			<i>Travée</i>		<i>Appui</i>		<i>St (RPA99)</i>	
niveau	section (cm ²)	Amin RPA cm ²	A _{st cal} (cm ²)	A _{st choisi} (cm ²)	A _{scal} (cm ²)	A _{sa choisi} (cm ²)	Zn (cm)	Zc (cm)
0,1,2,3, 4,5,6,7, 8,9,10	30X35	5.25	0,80	2T14+ 2T12 = 5,34	1,71	2T14+ 2T12 = 5,34	7,5	15
<i>11</i>	30X35	5.25	0,10	2T14+ 2T12 = 5,34	0,12	2T14+ 2T12 = 5,34	7,5	15

Figure 5.1 : ferrailage de la poutre principale

5.4. Etude des voiles :

5.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

5.4.2. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

5.4.3. Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - ♣ Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - ♣ En zone courante 0.10%.
- L'espace des barres horizontales et verticales : $S \leq \min(15a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
 - ♣ $40 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
 - ♣ $20 \Phi \Rightarrow$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000, sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5P & \text{(E.L.U)} \\ G + P & \text{(E.L.S)} \\ G + P \pm 1,2 E & \end{array} \right.$$

5.4.4 Predimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

VOILES	SS	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, et 9eme étage
Epaisseur (cm)	20	15

Tableau.5.7 : pré dimensionnement des voiles.

5.4.5. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} \leq \alpha = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,15} = 45,50 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

❖ **On distingue 3 cas :**

1^{er} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

2^{eme} cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \cdot L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

❖ **Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

5.4.5.1. Ferrailage des voiles :

$$A=0,65 \text{ m}$$

$$I = 1,01 \text{ m}^4$$

$$V = 2,1 \text{ m}$$

$$N = 2957,75 \text{ t}$$

$$M = 15,53 \text{ KN.m}$$

$$T = 68,78 \text{ KN}$$

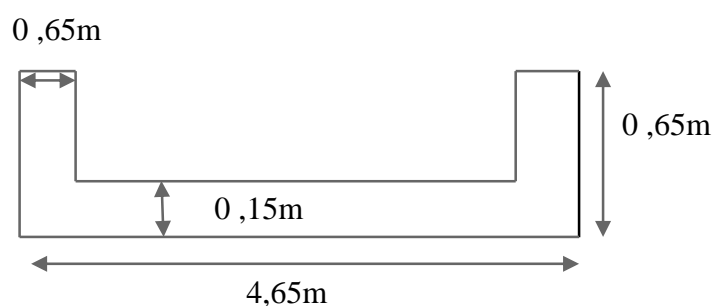


Figure 5.2 : Schéma d'un mur voile

➤ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2957,75 \cdot 10^{-2}}{0,65} + \frac{15,53 \cdot 10^{-3} \cdot 2,1}{1,23} = 45,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = 45,47 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"
Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

➤ **Calcul des armatures verticales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Le diamètre :**

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \cdot 150 = 15 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

➤ **L'espacement:**

• **Selon le BAEL 91, on a :**

$$St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

• **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

$$St \leq \min \{1,5 a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{22,5, 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 22,5$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}}, St_{\text{R.P.A99}}\}$$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

•

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 T 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins ; on prend donc $4\Phi 6/\text{m}^2$.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **On calcule la contrainte de cisaillement τ_b**

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L}$$

Avec :

$T=1,4.T_{\text{cal}}$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{68,78.1,4/1000}{0,15 \times 4,325} = 0,106 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,106 \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Disposition des armatures :**

- **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$L=400 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 40 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

5.4.5.2. Ferrailage des linteaux :

$b=0,15\text{m}$; $h=0,65\text{m}$; $d=0,585$; $d'=0,065$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V=1,4V_{u \text{ calcul}} \quad (V_{u \text{ calcul}}=34,21 \text{ KN})$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 34,21}{0,15 \times 0,581} = 0,54 < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,54 < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

➤ Acier longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}; \quad \text{avec : } z = h - 2d' = 0,52 \text{ m}$$

$M=8,62\text{KN.m}$ (moment du a l'effort tranchant ($V=1,4V_u$ calcul))

$$A_l \geq \frac{8,62/1000}{0,52 \times 400} = 0,41 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{min}} = 15\% b.h$$

Donc : $A_l = A_{\text{min}} = 1,46 \text{ cm}^2$

➤ Aciers transversaux :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1,2}{0,65} = 1,81 > 1$$

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

$$0,15 \leq \frac{A_t \cdot 400 \cdot 0,52}{0,0478}$$

$$A_t \geq 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tmin}} = 0,0015 \cdot b \cdot S = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq A_{\text{tmin}}$$

➤ Vérification des contraintes tangentielle:

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b \leq 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonale } A_d = 0$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{T}{b \times d} \quad \text{Avec : } b=1\text{ml}, d=0,91' \text{ épaisseur du voile}$$

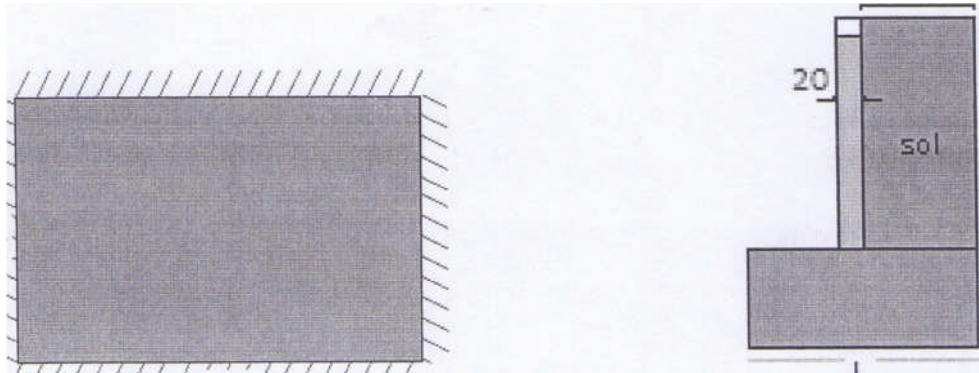
NIVEAU	V(KN)		τ_b (MPa)		$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$	$\bar{\tau}_b = 0,06 \times f_{c28}$
	ELU	ELA	ELU	ELA		
SS+ RDC	200,29	159,20	1,465	1.16	5	1,5
1,2,3,4,5 ,6, 7,8et9ème étage	146,39	214,81	1,06	1,567	5	1,5

Tableau.5.8 : vérifications des contraintes

5.5. Voile du sous-sol « mur de soutènement » :

Les voiles périphériques de sous-sol constituant l'infrastructure sont calculés des hourdis continus, sous l'action du terrain, ces hourdis prenant appui sur les planchers de sous-sol et poteaux en saillie de ses murs.

5.5.1. Géométries :



4,35

Schéma statique de la dalle

géométrie des voiles de sous sol

Figure 5.3 : géométrie du voile de soutènement

Lx : le sens de grande flexion

Ly : le sens de petite flexion

➤ Paramètre de calcul :

- **béton**

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

$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

- **acier :**

L'acier utilisé est de classe HA400 ; $f_e=400\text{MPa}$

Un enrobage de 0.05 m

Fissuration très préjudiciable

Une surcharge $q=5\text{KN}/\text{m}^2$

- **S-sol :**

Hauteur du talus : $H = 3,00 \text{ m}$.

Densité : $\gamma_h=18,5\text{KN}/\text{m}^3$ (sable. compact)

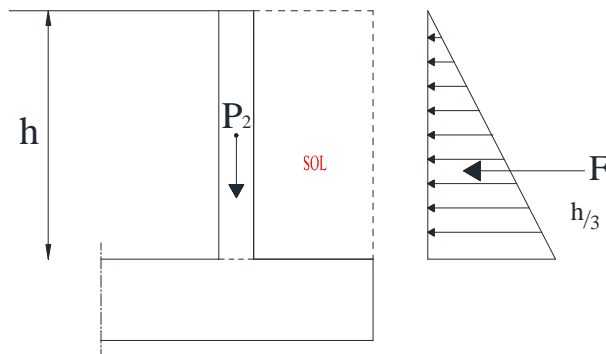
➤ Charges et surcharges :

P1 : poids propre de terres.

P2 : poids propre de la dalle

F : force horizontale due à la poussée de terres.

Q : force horizontale due a la surcharge.



Charges appliquées sur
le voile sous-sols

Figure.5.4 : charges appliquées sur le voile sous-sols

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad \dots\dots\dots[\text{Cours pratique de mécanique des sols}]$$

$$\varphi' = 37$$

$$\Rightarrow k_0 = 0,4$$

$$\gamma h = 18,5 \text{ KN/m}^3$$

➔ **Détermination des sollicitations :**

• **Les efforts appliqués sur la dalle :**

$$* F = k_0 \cdot \gamma_{\text{sol}} \cdot H$$

$$\Rightarrow 0,4 \times 18,5 \times 3,00 \times 1 \text{ ml}$$

$$\Rightarrow F = 22,2 \text{ KN/ml}$$

$$* Q = k_0 \cdot q = 0,4 \cdot 5$$

$$\Rightarrow Q = 2,00 \text{ KN/ml}$$

• **Moment de flexion :**

Méthode BAEL pour les panneaux rectangulaire isostatique ; et la méthode forfaitaire pour les dalles continue et encastrée sur leur bord (BAEL, P67)

$$\text{Pour } a = L_x/L_y = 3,00/4,35 = 0,69 > 0,4$$

\Rightarrow Le panneau port dans les 2 sens.

❖ **ELU :**

$$G = 22,2 + 15 = 37,2 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$= 50,62 + 3 = 53,62 \text{ KN/ml}$$

On a : $\alpha=0,69$ et d'après le tableau de B.A.E.L (page :66) on aura :

$$\mu_{xu}=0,0697$$

$$\mu_{yu}=0,4181$$

$$\mu_{xs}=0,0755$$

$$\mu_{ys}=0,5704$$

$$M_{xu} = \mu_{xu} \cdot l^2 \cdot q_u = 0,0697 \cdot 3^2 \cdot 53,62 = 33,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \cdot M_{xu} = 0,4181 \cdot 33,29 = 13,91 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 40,20 \text{ KN/ml}$$

$$M_{xs} = \mu_{xs} \cdot l^2 \cdot q_s = 0,0755 \cdot 3^2 \cdot 40,20 = 27,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \cdot M_{xs} = 0,5704 \cdot 27,31 = 15,58 \text{ KN.m}$$

	-0,3M_x (KN.m)	-0,5M_x (KN.m)	0,85M_x (KN.m)	0,75M_x (KN.m)	0,85M_y (KN.m)	0,75M_y (KN.m)
ELU	-9,987	-16,645	28,296	24,967	11,823	10,432
ELS	-8,193	-13,655	23,213	20,482	13,243	11,685

Tableau 5.9 : Détermination des sollicitations

❖ **Détermination des armatures longitudinale :**

➤ **ELU :**

✓ **En travée :**

- **Sens de grande flexion M_x :**

$$M_{xu} = 0,75 M_x = 0,75 \cdot 33,29 = 24,967 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,x}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24,967 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,054$$

⇒ $\mu_u < 0,392$ ⇒ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,069) = 0,174 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u,x}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{24,967 \times 10^{-3}}{0,174 \times 348} = 4,12 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **5T12/ml** de section **5,65cm²**

- **Sens de petite flexion M_y :**

$$M_{yu} = 0,75 M_y = 0,75 \cdot 13,91 = 10,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,y}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,43 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,022$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}) = 0,027$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,027) = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u,y}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10,43 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,2\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **5T12** de section **5,65cm²**

✓ **En appuis :**

• **Sens de grande flexion M_x :**

$$M_{xu} = 0,5 M_x = 16,645 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = 0,036$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,045$$

$$Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u,x}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{16,645 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{min} = 0,2\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **5T12/ml** de section **5,65cm²**

• **Sens de petite flexion M_y :**

$$M_{yu} = 0,5 M_y = 0,5 \times 13,91 = 6,955 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,y}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,955 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,015$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,018$$

$$Z = 0,178 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u,y}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{6,955 \times 10^{-3}}{0,178 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{\min} = 0,2\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **5T12/ml** de section **5,65cm²**

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

• **En travée :**

$$M_{\max} = 0,75 \cdot 27,31 = 20,48 \text{ KN.m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{24,967}{20,482} = 1,21 \Rightarrow \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,069 < 0,355 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.
Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

• **En appuis :**

$$M_{\max} = 0,5 \cdot 27,31 = 13,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{16,64}{13,65} = 1,22 \Rightarrow \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,045 < 0,36 \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

\Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS

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

$$V_u = \frac{0,5.M_{xu} + 0,75.M_{xu}}{Lx/4} = \frac{5M_{xu}}{L_x} = \frac{5.33,29}{3} = 55,48KN$$

$$\tau_{\text{umax}} = \frac{V_u}{b \times d} = (55,48/1000)/(1.0,18) = 0,30MPa$$

$$\tau_{\text{limite}} = 0,2f_{c28}/\gamma_b = 3,33MPa \text{ (fissuration est très préjudiciable)}$$

$$\tau_{\text{umax}} = 0,30 MPa < \tau_{\text{limite}} = 3,33 MPa \dots\dots\dots C.V$$

	ferrailage	Min RPA (cm ²)	Armature calculé (cm ²)	Armature choisie (cm ²)		St (cm)
S-Sol (ep=20cm)	verticalement	4	4,12	5,65	5T12	20
		4	1,68	5,65	5T12	
	horizontalement	4	2,71	5,65	5T12	
		4	1,12	5,65	5T12	
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, et 9eme étage	verticalement	2,25	—	5,65	5T12	20
		2,25	—	5,65	5T12	
	horizontalement	2,25	—	5,65	5T12	
		2,25	—	5,65	5T12	

Tableau.5.10 : Ferrailage des voiles

6. LES FONDATIONS :

6.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

6.2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage : l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6.3. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à **1,50** bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

⇒ Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le pré dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** a fin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

❖ Dispositions générales :

➤ Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

➤ Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassement différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

➤ Combinaisons d'action à considérer :

Dan le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

➤ Sollicitations :

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à (E.L.U).

6.4. Dimensionnement :

La portée la plus grande entre axes des appuis $L=5\text{m}$.

$h > L / 10 = 5 / 10 = 0,50 \text{ m} \Rightarrow$ Soit $h=60\text{cm}$

$S_{\min} > N_u / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

$N_u = 73198,53\text{KN}$

$S_{\min} = 73,19853 / 0,15 = 487,99\text{m}^2$

$S_{\min} < S_{\text{bâtiment}} = 503,45\text{m}^2$

⇒ Le débord n'est pas nécessaire

6.5. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	Combinaison	$M_{11}[\text{KN.m}]$	$M_{22}[\text{KN.m}]$
Appuis	ELU	564,93	524,47
	ELS	433,91	403,17
Travée	ELU	323,49	304,78
	ELS	293,13	285,88

Tableau 6.1 : sollicitations du radier

6.6. Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1 \times 1) \text{ m}^2$ et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY' .

La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

❖ En travée :

• Ferrailage suivant L_x :

$$\bullet \mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{323,49 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,078$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,078}) = 0,10$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,10) = 0,51 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{323,49 \times 10^{-3}}{0,51 \times 348} = 18,23 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **6T20** de section **18,85 cm²**

• Ferrailage suivant L_y :

$$\bullet \mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{304,78 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,073$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073}) = 0,094$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,094) = 0,52 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{304,78 \times 10^{-3}}{0,52 \times 348} = 16,86 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de **6T20** de section **18,85 cm²**.

❖ Armatures minimales (min RPA):

$$A_{\min} = 0,6\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18,85 = 18,85 = 37,7 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Donc : $A_{st} \text{ calculé} > A_{st} \text{ min}$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} \geq \max(6,00 \text{ cm}^2; 7,24 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{C.V}$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : $M_s = 293,13 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,10 \Rightarrow \frac{1,10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,094 < 0,30 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

\Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

\Rightarrow **St=15 cm**

❖ **En appuis :**• **Ferraillage suivant Lx :**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{564,93 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,136$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,136}) = 0,183$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,183) = 0,50 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{564,93 \times 10^{-3}}{0,50 \times 348} = 32,48 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **12T20** de section **37,7cm²**

\Rightarrow **St= 8cm**

• **Ferraillage suivant Ly :**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{524,47 \times 10^{-3}}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,126$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,126}) = 0,168$$

$$\bullet Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,168) = 0,503 \text{ m}$$

$$\bullet A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{524,47 \times 10^{-3}}{0,503 \times 348} = 29,96 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de **10T20** de section **31,42cm²**

❖ **Armatures minimales (min RPA):**

$$A_{\min} = 0,6\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 100 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18,85 = 32,48 + 29,96 = 62,44 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc : $A_{st \text{ calculé}} > A_{st \text{ min}}$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}\right) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \max(6,00 \text{ cm}^2; 7,24 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Le moment maximum en travée : $M_s = 433,91 \text{ KN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,30 \Rightarrow \frac{1,30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,168 < 0,40 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

⇒ Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS

❖ **Vérification des contraintes tangentielle:**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \Rightarrow \tau_b = \frac{669,30/1000}{1 \times 0,54} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,15 \times f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration très nuisible.}$$

$$\tau_b = 1,24 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Ferrailage transversal :**

$$\Phi t < \min(h/35; \Phi l; b_0/10)$$

$$\text{avec : } \Phi l = 2,00 \text{ cm}$$

$$\Phi t < \min(1,71; 2; 6)$$

$$\Phi t < 1,71$$

⇒ On adopte : $\Phi 10$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min(20 ; 15 \Phi) \text{ cm}$$

$$St \leq \min(20 ; 30) \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On adopt pour : } St=8\text{cm}$$

6.7. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99modifié99) :

La condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_U \leq 0,045 \times U_C \times h \times f_{c28} / \gamma_b .$$

Avec :

➤ $Q_u = 73198,53 \text{ KN}$.

➤ $f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5$.

➤ $h = 60 \text{ cm}$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 60 \text{ cm}$$

$$\{ U = a + h_0 = 10 + 60 = 70 \text{ cm}$$

$$\{ V = b + h_0 = 10 + 60 = 70 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(70 + 70) = 280 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q_{ul} = 0.045 \times 280 \times 60 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 126000 \text{ kg.}$$

$$\Rightarrow Q_u = 73198,53 \text{ KN} < Q_{ul} = 126000 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$$

6.8. Vérification de la contrainte du sol :

A l'absence de rapport géotechnique nous avons considéré que le sol est meuble avec

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

❖ **La condition qu'on doit vérifier est la suivante :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_b = \frac{Q_s}{A}$$

- $A = 474,6 \text{ m}^2$ (surface du bâtiment)
- $Q_s = 55492 \text{ KN}$ (la somme de forces verticales)

$$\Rightarrow \sigma_b = 1,17 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 1,17 < \overline{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars} \quad \rightarrow \text{ C.V}$$

❖ **On doit vérifier que :**

$$\sigma_{ELS} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ELS} = K * Z_{max}$$

- Coefficient de BALLASTE K est estimé à $2 \sigma_{sol} \Rightarrow K = 30000 \text{ KN/m}^3$
- Après la modélisation du radier par le SAP2000 on a obtenu un déplacement maximum égale à $Z_{max} = 0.0034 \text{ m}$

$$\Rightarrow \sigma_{ELS} = 30000 * 0.0034 = 102 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_{ELS} = 1.02 \text{ Bar} < \overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bar} \dots \text{ c.v}$$

6.9. Conclusion :

Après avoir fait toutes ces vérifications on récapitule que :

> L'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.6m) est suffisante.

6.10. ETUDE DE LA LONGRINE :

6.10.1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

$$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Site de catégorie } S_2, S_3.$$

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Site de catégorie } S_4.$$

\Rightarrow Donc on va adopter une longrine de **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$** .

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad \text{Avec :}$$

$$N = 1675,59 \text{ KN (effort normal maximal du poteau)}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone II ; site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

$$F = \frac{1675,59}{12} = 139,63 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad F = 139,63 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

6.10.2. Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = \frac{139,63 \times 10^{-3}}{347,83}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,01 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

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

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times 2,1/400$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ min}} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Le R.P.A 99 V2003 exige que :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \cdot h) = 0,5 \times \frac{0,30 \times 0,35}{100}$$

$$A_{st \text{ min}} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

On a :

$$A_{st} = 4,01 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st} = 6\text{T12} = 6,79 \text{ cm}^2$

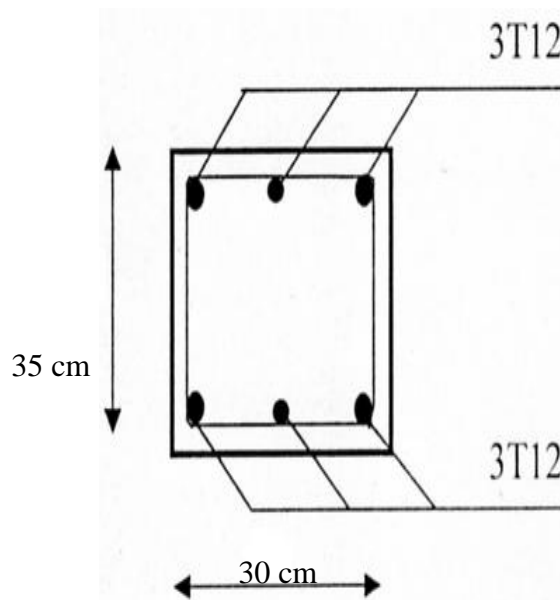


Figure 6.1 : ferrailage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaire qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grace à leur rigidité, la presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile ; une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

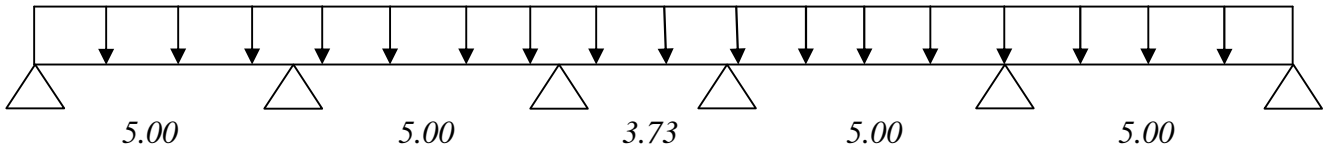
L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionné. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

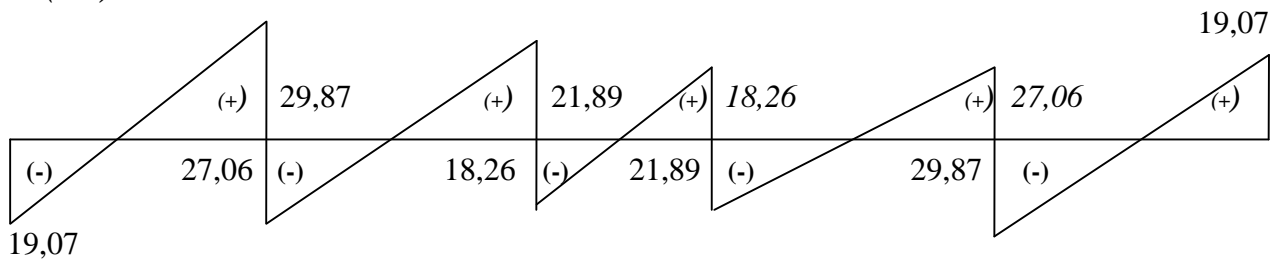
Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fourni des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

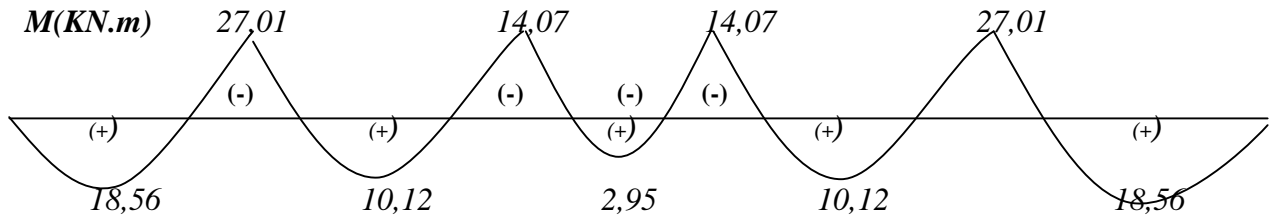
Type 01 : sous sols



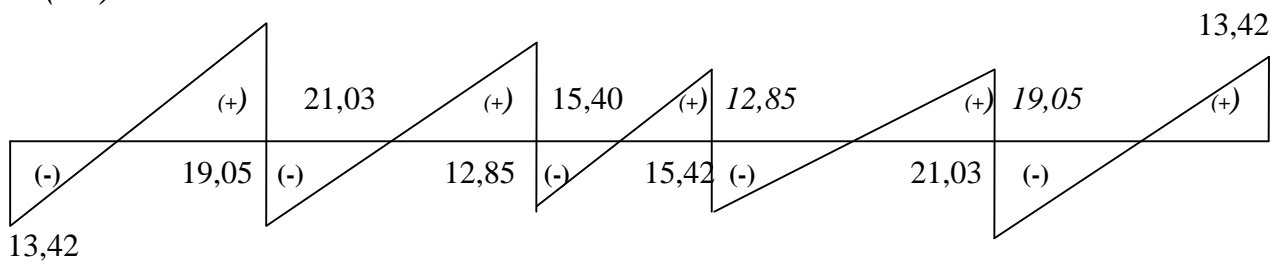
ELU :
T(KN)



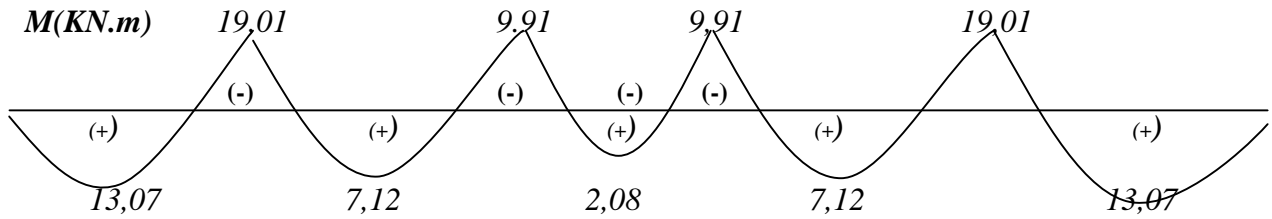
M(KN.m)



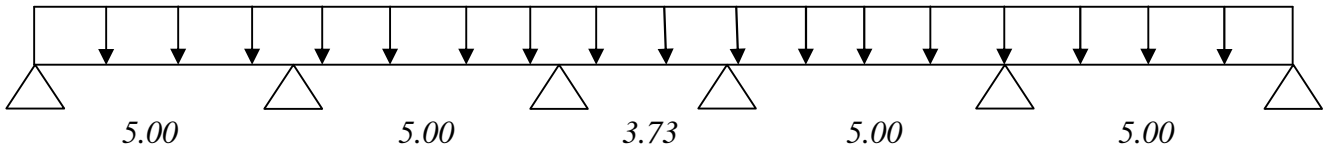
ELS :
T(KN)



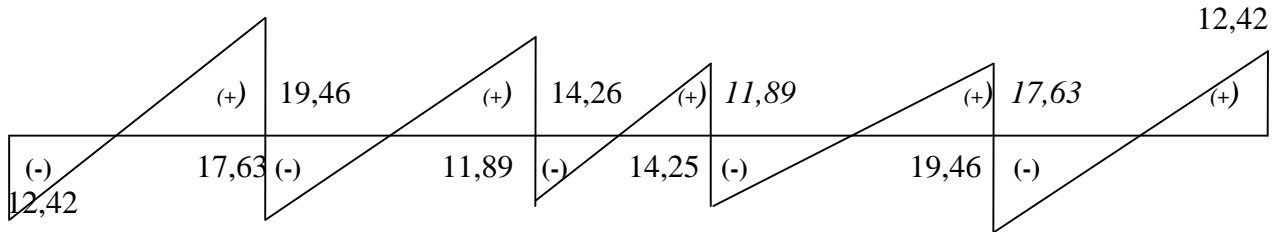
M(KN.m)



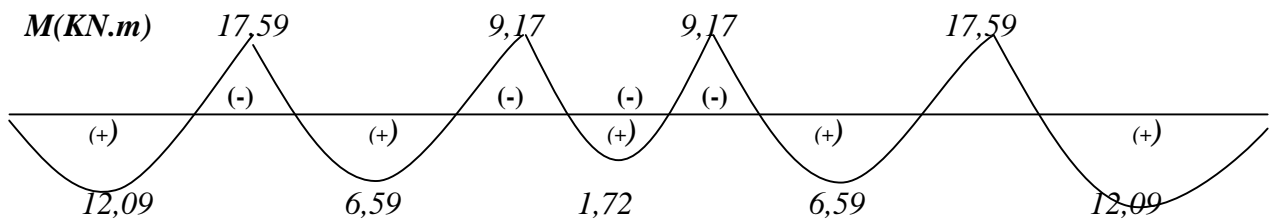
Type 01 : Etage courant +terrasse semi-accessible.



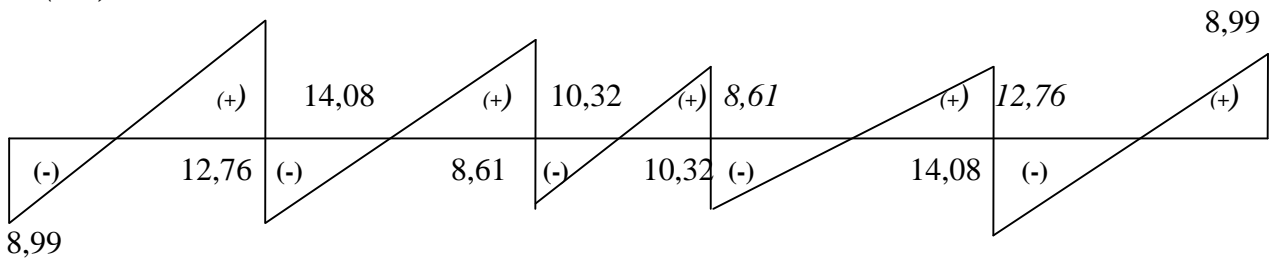
ELU :
T(KN)



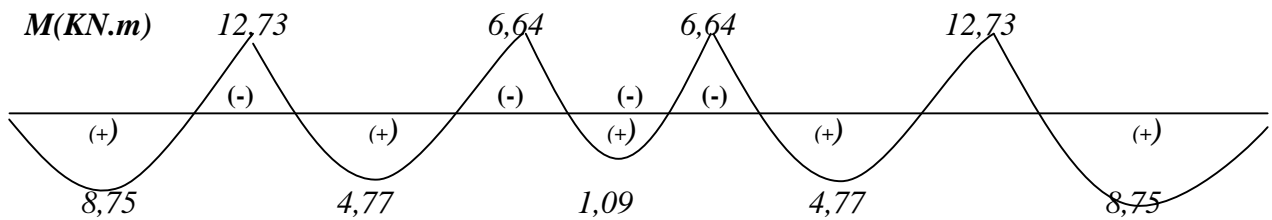
M(KN.m)



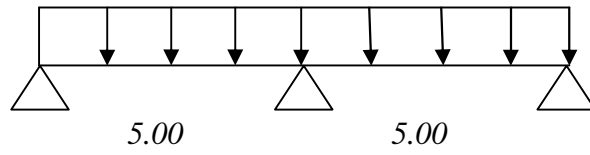
ELS :
T(KN)



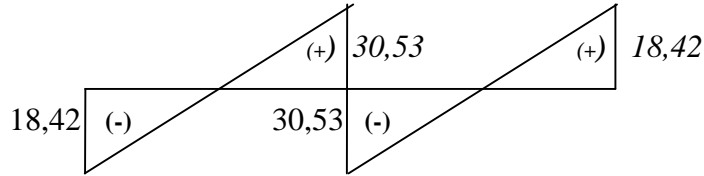
M(KN.m)



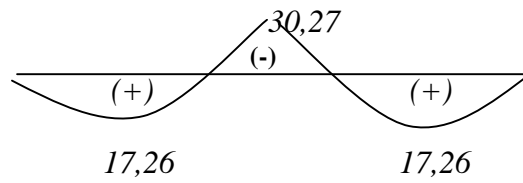
Type 02 : sous sols



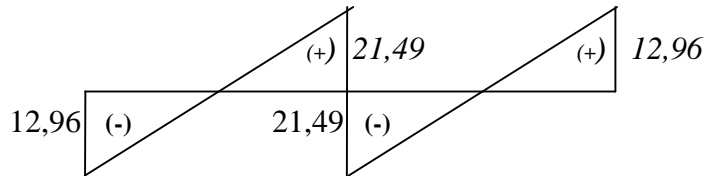
ELU :
T(KN)



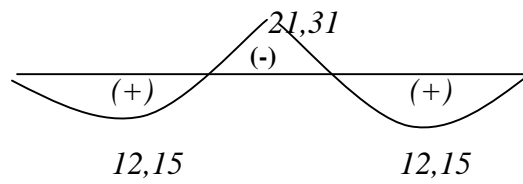
M(KN.m)



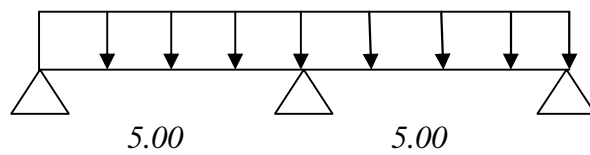
ELS :
T(KN)



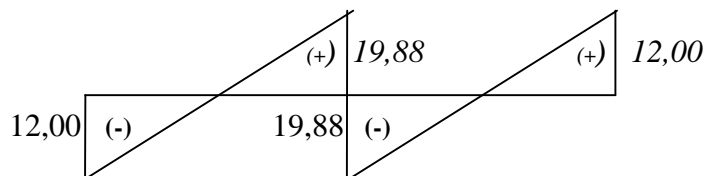
M(KN.m)



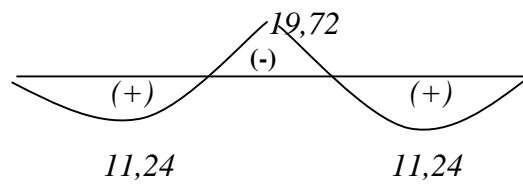
Type 02 : Etage courant +terrasse semi-accessible .



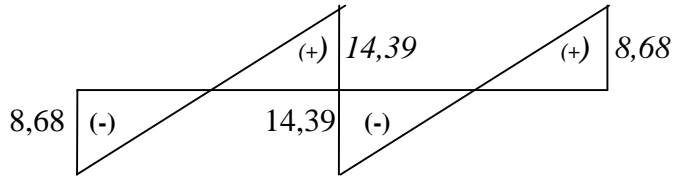
ELU :
T(KN)



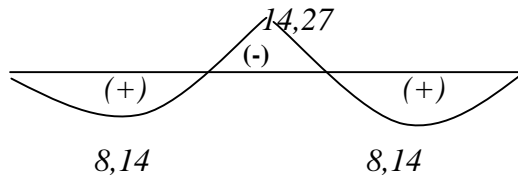
M(KN.m)



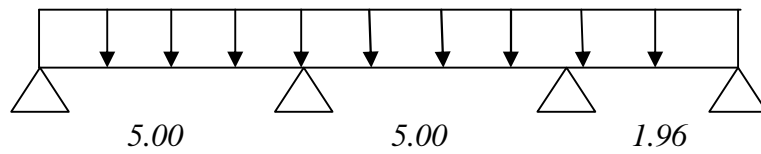
ELS :
T(KN)



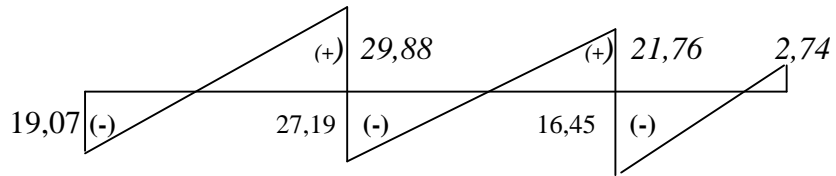
M(KN.m)



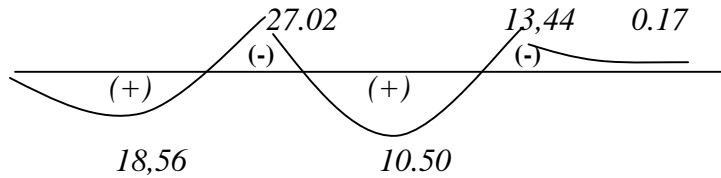
Type 03 : sous sols



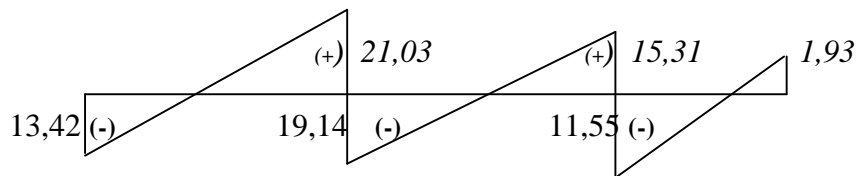
ELU :
T(KN)



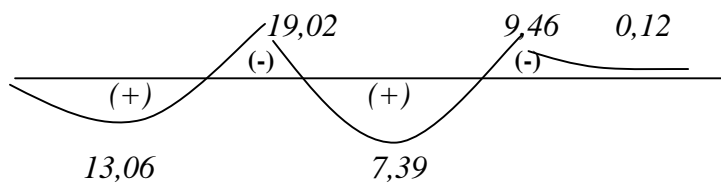
M(KN.m)



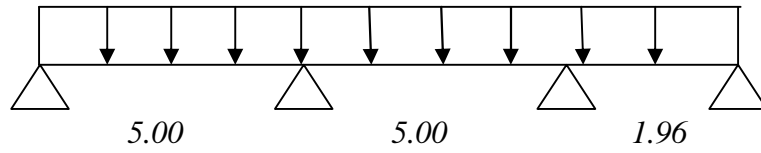
ELS :
T(KN)



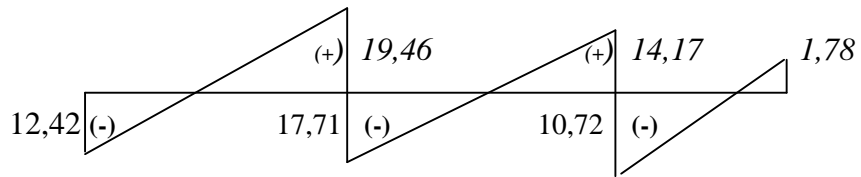
M(KN.m)



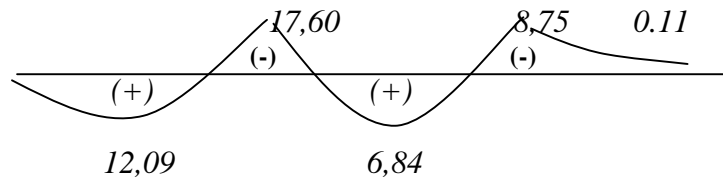
Type 03 : étage courant+terrasse semi-accessible.



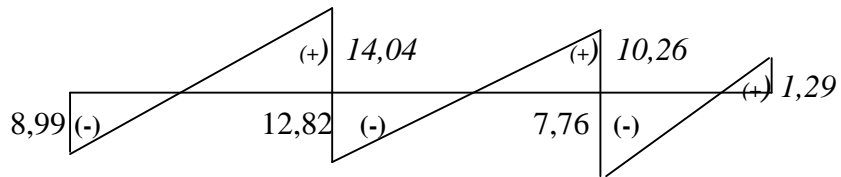
ELU :
T(KN)



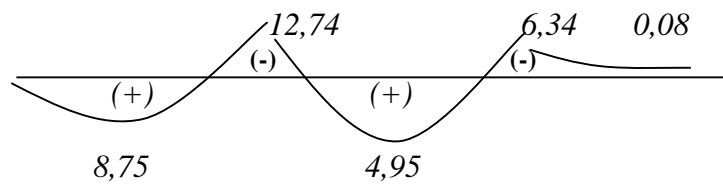
M(KN.m)



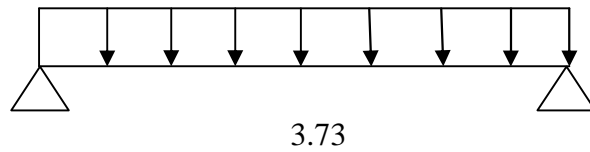
ELS :
T(KN)



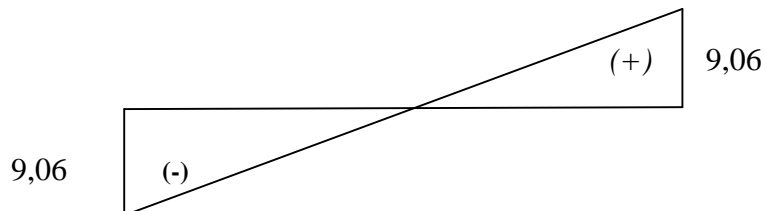
M(KN.m)



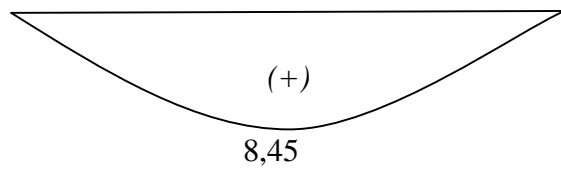
Type 04: terrasse incline inaccessible



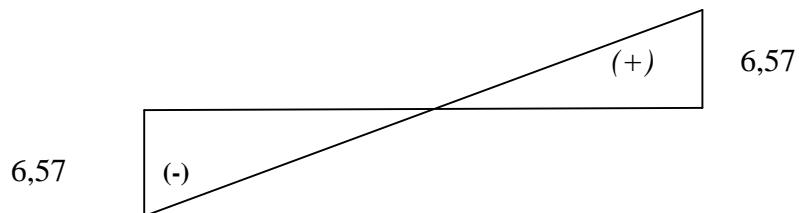
ELU :
 $T(KN)$



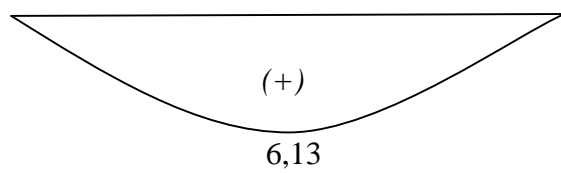
$M(KN.m)$



ELS :
 $T(KN)$

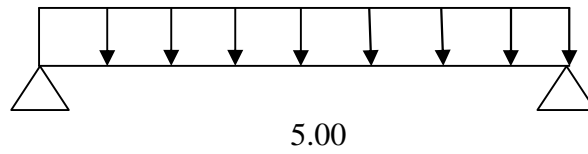


$M(KN.m)$

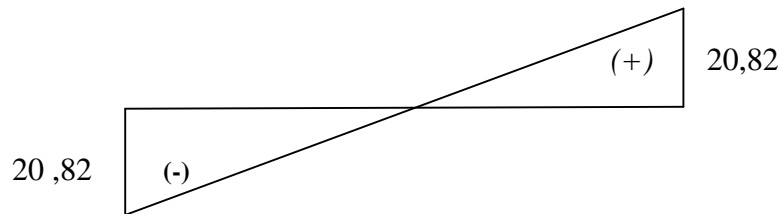


Type 05 : (port a faux) :

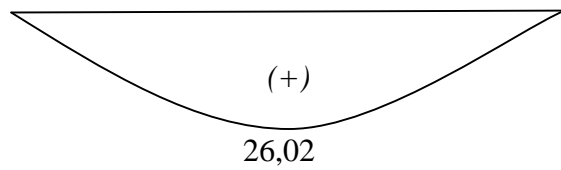
On prend le cas le plus défavorable à fin de considérer que la charge d'exploitation est uniforme sur toute la poutrelle.



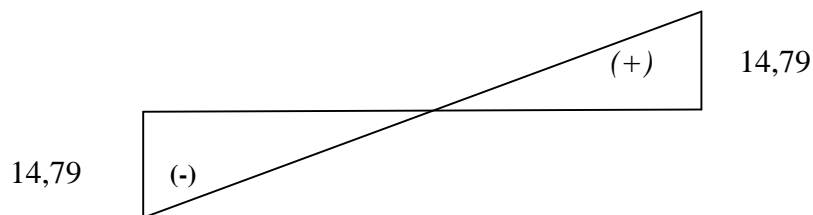
ELU :
 $T(KN)$



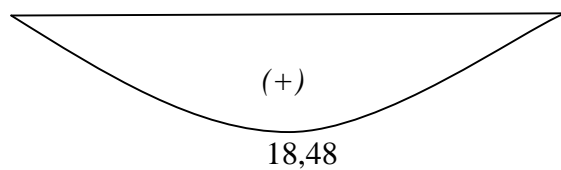
$M(KN.m)$



ELS :
 $T(KN)$



$M(KN.m)$



- NIVEAU : 0 (0,05m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
A	58,74	119,07	42,24	85,30	42,25	70,82	23,65	61,22
B	79,43	166,10	58,18	117,24	58,33	111,17	26,21	53,03
C	72,88	146,63	51,50	103,76	51,20	105,02	23,12	49,31
D	72,83	146,20	51,29	103,48	51,70	106,78	23,26	51,38
E	80,98	166,74	57,37	117,71	58,17	114,71	26,06	55,45
F	58,90	118,84	42,18	85,13	43,73	77,43	24,99	57,62

- NIVEAU : 1 (4,13m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
A	40,56	99,42	29,75	61,27	36,06	93,46	27,78	75,12
B	55,21	111,64	40,03	80,96	40,81	76,23	26,88	47,67
C	48,67	98,53	35,56	71,47	35,46	73,12	22,88	47,95
D	36,35	76,37	26,95	56,54	26,96	58,99	21,73	47,45
E	55,61	111,64	40,33	80,96	41,13	86,63	27,02	57,97
F	41,64	83,48	30,50	60,96	37,33	110,36	31,12	91,82

- NIVEAU : 2 (7,19m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
A	41,49	82,12	30,51	59,96	38,91	116,04	22,56	97,82
B	56,02	123,38	40,53	89,45	41,98	99,60	28,39	114,99
C	49,33	104,94	35,78	76,11	36,04	86,76	23,44	59,86
D	49,61	103,70	35,98	75,28	36,17	86,16	23,45	60,02
E	56,17	123,35	40,63	89,43	41,08	99,98	28,39	115,49
F	41,35	82,39	30,30	60,16	30,76	117,32	21,51	99,03

- NIVEAU : 3 (10,25m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
A	40,59	83,81	30,36	61,20	31,79	124,24	32,95	108,12
B	55,83	126,08	40,84	91,88	41,45	129,42	26,24	151,54
C	48,92	105,14	35,78	76,77	36,14	92,76	23,01	59,99
D	49,45	104,70	35,98	75,74	36,01	86,84	23,40	60,87
E	55,17	126,35	40,41	91,99	43,48	129,25	27,19	151,19
F	40,59	83,81	30,36	61,22	31,79	126,24	32,95	108,12

- NIVEAU : 4 (13,31m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
A	41,25	85,26	30,18	62,27	23,13	134,88	22,92	116,01
B	55,94	130,36	40,56	94,50	42,23	158,08	28,05	121,24
C	48,92	105,14	35,78	76,77	36,14	99,76	23,01	72,45
D	49,70	104,70	36,04	76,04	36,80	97,66	23,85	71,36
E	56,03	130,40	40,51	94,54	42,48	157,42	30,69	151,19
F	40,59	83,81	30,36	61,22	31,79	126,24	32,95	108,12

- NIVEAU : 5 (16,37m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)	Mt(KN. m)	Ma(KN. m)
A	41,17	86,74	30,24	63,35	31,86	136,92	22,85	117,76
B	55,82	111,10	40,47	80,55	43,60	85,84	29,12	57,21
C	48,92	98,33	35,44	71,32	35,45	74,31	23,10	49,07
D	36,22	77,01	26,84	57,00	26,88	59,20	21,91	47,49
E	55,61	111,18	40,62	80,61	43,41	85,15	29,29	56,74
F	41,15	86,08	30,12	61,02	30,24	140,24	23,95	121,12

- NIVEAU : 6 (19,43m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)
A	41,40	87,26	31,58	64,04	32,17	137,88	22,60	118,45
B	56,15	111,10	40,56	88,55	43,60	85,84	29,12	57,21
C	48,92	98,33	35,44	71,32	35,45	74,31	23,10	49,07
D	36,22	77,01	26,84	57,00	26,88	59,20	21,91	47,49
E	55,61	111,18	40,62	80,61	43,41	85,15	29,29	56,74
F	41,15	86,08	30,12	61,02	30,24	140,24	23,95	121,12

- NIVEAU : 7 (22,49m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)
A	41,40	87,26	31,58	64,04	32,17	137,88	22,60	118,45
B	56,15	111,10	40,56	88,55	43,60	85,84	29,12	57,21
C	48,92	98,33	35,44	71,32	35,45	74,31	23,10	49,07
D	36,22	77,01	26,84	57,00	26,88	59,20	21,91	47,49
E	55,61	111,18	40,62	80,61	43,41	85,15	29,29	56,74
F	41,15	86,08	30,12	61,02	30,24	140,24	23,95	121,12

- NIVEAU : 8 (25,55m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)	Mt(KN. m)	Ma(KN .m)
A	41,40	87,26	31,58	64,04	32,17	137,88	22,60	118,45
B	56,15	111,10	40,56	88,55	43,60	85,84	29,12	57,21
C	48,92	98,33	35,44	71,32	35,45	74,31	23,10	49,07
D	36,22	77,01	26,84	57,00	26,88	59,20	21,91	47,49
E	55,61	111,18	40,62	80,61	43,41	85,15	29,29	56,74
F	41,15	86,08	30,12	61,02	30,24	140,24	23,95	121,12

- NIVEAU : 9 (28,61m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)
A	41,45	87,44	31,77	64,47	32,47	138,00	22,78	119,45
B	56,15	111,10	40,56	88,55	43,60	85,84	29,12	57,21
C	48,92	98,33	35,44	71,32	35,45	74,31	23,10	49,07
D	36,22	77,01	26,84	57,00	26,88	59,20	21,91	47,49
E	55,61	111,18	40,62	80,61	43,41	85,15	29,29	56,74
F	41,15	86,08	30,12	61,02	30,24	140,24	23,95	121,12

- NIVEAU : 10 (31,61m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)
A	45,29	86,45	32,88	63,18	35,35	106,78	25,55	88,58
B	57,28	112,55	41,53	81,66	52,06	105,15	38,12	77,82
C	48,65	98,22	35,42	71,30	36,45	75,31	23,74	49,58
D	35,67	78,39	26,46	57,95	27,65	93,01	23,21	50,60
E	57,25	112,57	41,65	81,62	52,32	106,41	38,10	79,10
F	45,29	86,45	32,88	63,18	35,35	106,78	25,55	88,58

- NIVEAU : 11 (34,21m)

Files	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(KN .m)	Mt(KN .m)	Ma(K N.m)
C	23,18	56,23	16,98	40,93	17,22	60,,31	12,15	62,72
D	35,67	78,39	26,46	57,95	27,65	93,01	23,21	50,60

ANNEXE C

ANNEXE D

Devis quantitatif des gros œuvres

Réalisation de tour « SS+RDC+9 »LSP à BirJir à ORAN

N°	Désignation des matériaux	Unité	Quantité
01	Ciment CEM II A42,5	Tonne	448,30
02	Briques creuses 12 T	Unité	50615,00
03	Briques creuses 10 T	Unité	75922,00
04	Acier T20	Tonne	65,91
05	Acier T16	Tonne	10,80
06	Acier T14	Tonne	07,86
07	Acier T12	Tonne	09,20
08	Acier T10	Tonne	5,13
09	Acier T8	Tonne	6,33
10	Treillis soudés	m ²	4946,26
11	Faïence	Unité	17211,47
12	Plinthe	Unité	18405,28
13	Carrelage	Unité	33646,71
14	Hourdis	Unité	23236,98
15	Sable	m ³	7016,75
16	Gravier	m ³	8345,76
17	Papier bitumeux	m ²	450,00

Devis estimatif des travaux de réalisation

Réalisation de tour « SS+RDC+9 »LSP à BirJir à ORAN

N°	Désignation des lots	Montant en DA
01	Infrastructure	5893188,49
02	Superstructure	28299206,90
03	Maçonnerie/enduits	17687004,31
04	Menuiserie	7074801,72
05	Plomberie	2122440,51
06	Electricité	1414960,34
07	Peinture /vitrerie	353774,86
Estimation globale des travaux		62845377,13

Références Bibliographiques

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.

[RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[Cours pratique de mécanique des sols], par jean COSTET, Guy SANGLERAT ; tome2.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la commune de BIR JIR dans la wilaya d'ORAN. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99 version 2003, BAEL91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.