

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation du projet

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1.Caractéristiques géométrique de la structure.....	2
I.2.2.Classification de l'ouvrage selon leur importance.....	3
I.2.3.Ossature et système constructif adopté.....	3
I.3.Caractéristiques géotechniques du sol.....	4
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.4.1.Le béton.....	4
I.4.2.Les aciers.....	8
I.4.3.Hypothèses de calcul.....	10

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II.1.Introduction.....	12
II.2.Détermination de l'épaisseur du plancher.....	12
II.3.Descente des charges.....	13
II.3.1.Planche terrasse inaccessible.....	13
II.3.2.Planche terrasse accessible.....	13
II.3.3.Planche étage courant.....	14
II.3.4.Balcons.....	14
II.3.5.Murs.....	15
II.3.6.L'acrotère.....	16
II.3.7.Escalier.....	17
II.4.Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	19
II.4.1.Introduction.....	19
II.4.2.Les poutres.....	19
II.4.3.Les poteaux.....	21
II.4.4.Les voiles.....	25

Chapitre III : Etude des planchers

III.1.Introduction.....	27
III.2.Etude du Plancher à corps creux.....	27
III.2.1.Vérification des conditions.....	27
III.2.2.Types de poutrelles.....	28

III.2.3.Les charges de poutrelles.....	29
III.2.4.Détermination des efforts internes.....	29
III.2.5.Ferraillage des poutrelles.....	34
III.2.6.Ferraillage de la dalle de compression.....	37
III.2.7.Récapitulatif du ferraillage des poutrelles.....	38
III.3.Etude du plancher dalle pleine	39
III.3.1.Pré dimension de la dalle pleine.....	39
III.3.2.Calcul des moments.....	39
III.3.3.Calcul de ferraillages.....	40
III.4.Etude des Balcons.....	42
III.4.1.Introduction.....	42
III.4.2.Evaluation des charges.....	42
III.4.3.Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants.....	42
III.4.4.Détermination du ferraillage.....	43

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.L'Escalier.....	47
IV.1.1.Introduction.....	47
IV.1.2.Terminologie.....	47
IV.1.3.Dimensions des escaliers.....	47
IV.1.4.Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier.....	48
IV.1.5.Le type d'escalier.....	49
IV.1.6.Ferraillage d'escalier.....	49
IV.1.7.Étude de la poutre palière.....	51
IV.2.L'ascenseur.....	55
IV.2.1.Introduction.....	55
IV.2.2.Etude de l'ascenseur.....	56
IV.2.3.Evaluation des charges.....	56
IV.2.4.Vérification au poinçonnement.....	57
IV.2.5.Evaluation des moments.....	58
IV.2.6.Calcul du ferraillage de la dalle.....	62
IV.2.7.Vérification a l'ELS.....	63
IV.2.8.Vérifications au cisaillement.....	63
IV.3.L'acrotère.....	64
IV.3.1.Introduction.....	64
IV.3.2.Le rôle de l'acrotère.....	64
IV.3.3.Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible.....	64
IV.3.4.Etude de L'acrotère Terrasse accessible.....	70

Chapitre V : Evaluation de la réponse sismique de la structure

V.1.Introduction.....	77
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	77
V.3.Modélisation de la structure étudiée.....	77
V.4.Méthodes de calculs.....	78
V.4.1.Méthode statique équivalente.....	78
V.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
V.5.Combinaison d'action.....	78
V.6.Choix de la méthode de calcul.....	78
V.7.Analyse du modèles	79
V.8.Méthode statique équivalente.....	81
V.8.1.Détermination des coefficients.....	81
V.8.2.Période et participation massique.....	85
V.8.3.Poids total de la structure (W).....	85
V.8.4.Détermination de l'effort tranchant.....	86
V.8.5.Détermination de la force sismique de chaque niveau.....	86
V.8.6.Vérification du coefficient de comportement R.....	87
V.9.Méthode d'analyse spectrale modale	89
V.9.1.Spectre de réponse.....	89
V.10.Résultante des forces sismiques de calcul.....	90

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1.Introduction.....	93
VI.2.Les poteaux.....	93
VI.2.1.Combinaisons spécifiques de calculs.....	93
VI.2.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	93
VI.2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	94
VI.2.4.Calcul du ferraillage longitudinal.....	97
VI.2.5.Calcul du ferraillage transversal.....	100
VI.3.Les poutres.....	103
VI.3.1.Introduction.....	103
VI.3.2.Recommandation du RPA99.....	103
VI.3.3.Exemple d'étude de la poutre principale.....	103
VI.4.Les voiles.....	116
VI.4.1.Introduction.....	116
VI.4.2.Conception.....	116
VI.4.3.Calcul des voiles.....	116
VI.4.4.Vérification des contraintes tangentielles.....	116
VI.4.5.Détermination des sollicitations.....	117
VI.4.6.Détermination du ferraillage.....	118

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction.....	120
VII.2.Stabilité des fondations.....	120
VII.3.Le choix de type de fondation.....	120
VII.3.1.Pré dimensionnement.....	120
VII.3.2.Epaisseur du radier.....	121
VII.3.3.Débordement.....	122
VII.4.Vérification de la contrainte du sol.....	122
VII.5.Les différentes sollicitations.....	123
VII.6.Calcul de ferraillage de la dalle.....	124
VII.6.1.En travée.....	124
VII.6.2.Vérification à l'ELS.....	125
VII.6.3.En appui.....	125
VII.7.Calcul de ferraillage de la nervure.....	126
VII.7.1.Ferraillage longitudinal.....	126
VII.7.2.Vérification à l'ELS.....	128
VII.7.3.Ferraillage transversale.....	129

Chapitre VIII : Etude économique

VIII.1.Introduction	131
VIII.2.Management de projet.....	131
VIII.2.1.Projet.....	131
VIII.2.2.Cycle de vie d'un projet.....	132
VIII.3.Objectif à atteindre.....	132
VIII.3.1.MS Project.....	133
VIII.3.2.Création d'un projet sur MS Project.....	133
VIII.3.3.Taches, jalons et livrables.....	133
VIII.4.Ordonnancement et planification.....	134
VIII.4.1.Le WBS (Works Breakdown Structures).....	134
VIII.4.2.Le diagramme de GANTT	134
VIII.5.Définition des ressources.....	135
VIII.5.1.Les ressources humaines.....	135
VIII.5.2.Les ressources matérielles.....	135
VIII.6.Etude économique.....	136
VIII.7.La courbe financière.....	137
VIII.8.Conclusion.....	137

Conclusion générale

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation du projet

Tab.I.1. Caractéristiques géométriques.....	2
Tab.I.2. Les hypothèses de calcul.....	10

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

Tab.II.1. Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.....	13
Tab.II.2. Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux.....	13
Tab.II.3. Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	14
Tab.II.4. Descente des charges des balcons.....	15
Tab.II.5. Charge permanente des murs extérieurs.....	15
Tab.II.6. Charge permanente du cloisons intérieurs.....	16
Tab.II.7. Charge du palier.....	17
Tab.II.8. Charge de la paillasse.....	18
Tab.II.9. Récapitulation du pré dimensionnement.....	24

Chapitre III : Etude des planchers

Tab.III.1. Charges supportées par les poutrelles.....	29
Tab.III.2. Différentes sollicitations pour l' ELU.....	33
Tab.III.3. Différentes sollicitations pour l' ELS.....	34
Tab.III.4. Récapitulatif du ferraillage des poutrelles.....	38
Tab.III.5. Pré dimension de la dalle pleine.....	39
Tab.III.6. Ferraillage de la dalle.....	41
Tab.III.7. Evaluation des charges pour le balcon.....	42
Tab.III.8. Ferraillage du balcon.....	43

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tab.IV.1. Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	48
Tab.IV.2. Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	48
Tab.IV.3. Ferraillage d'escalier.....	49
Tab.IV.4. Tableau récapitulatif du ferraillage d'escalier.....	51
Tab.IV.5. Ferraillage de la poutre palière.....	52
Tab.IV.6. Moments isostatiques des rectangles à l'ELU.....	60
Tab.IV.7. Moments isostatiques des rectangles à l'ELS.....	61
Tab.IV.8. Ferraillage de la dalle.....	63

Chapitre V : Evaluation de la réponse sismique de la structure

Tab.V.1. Pénalité correspondante au critère.....	84
Tab.V.2. Périodes et pourcentage de participation massique.....	85
Tab.V.3. Poids des différents niveaux.....	85
Tab.V.4. Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=4).....	87
Tab.V.5. Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5).....	89
Tab.V.6. Comparaison entre l'effort statique et dynamique.....	91

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tab.VI.1. Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	94
Tab.VI.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	96
Tab.VI.3. Sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée.....	97
Tab.VI.4. Ferraillage des poteaux.....	99
Tab.VI.5. Longueur de la zone nodale.....	100
Tab.VI.6. La section des armatures transversales des poteaux.....	101
Tab.VI.7. Ferraillage transversale des poteaux.....	102
Tab.VI.8. Sollicitation de la poutre principale.....	103
Tab.VI.9. L'espacement des armatures transversales.....	106
Tab.VI.10. Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale.....	107
Tab.VI.11. Sollicitation de la poutre secondaire.....	107
Tab.VI.12. L'espacement des armatures transversales.....	109
Tab.VI.13. Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre secondaire.....	110
Tab.VI.14. Ferraillage de poutre principale (30x45).....	111
Tab.VI.15. Ferraillage de poutre principale (30x40).....	112
Tab.VI.16. Ferraillage de poutre principale (30x35).....	113
Tab.VI.17. Ferraillage de poutre secondaire (30x35)	114
Tab.VI.18. Ferraillage de poutre secondaire (30x30).....	115
Tab.VI.19. vérification de la contrainte.....	117
Tab.VI.20. Sollicitations dans les voiles.....	117
Tab.VI.21. Ferraillage des voiles.....	118

Chapitre VIII : Etude économique

Tab.VIII.1.Les ressources matérielles produites du projet.....	136
--	-----

Liste des figures

Chapitre I : présentation du projet

Fig.I.1.Vue sur Site	2
Fig.I.2.Diagramme contraintes- déformations du béton.....	6
Fig.I.3.Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.....	7
Fig.I.4.Diagramme contraintes- déformations d'acier.....	9

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

Fig.II.1.Dalle à corps creux.....	12
Fig.II.2.Plancher type terrasse.....	13
Fig.II.3.Terrasse accessible.....	14
Fig.II.4.Le balcon.....	14
Fig.II.5.Coupe transversale du mur extérieur.....	15
Fig.II.6.Dimension de l'acrotère type1.....	16
Fig.II.7.Dimension de l'acrotère type2.....	17
Fig.II.8. Section supporté par le poteau le plus sollicité	21
Fig.II.9.Coupe de voile en élévation.....	25

Chapitre III : Etude des planchers

Fig.III.1.Coupe transversale du plancher.....	27
Fig.III.2.Schéma statique de poutrelle type 1 (étage courant).....	29
Fig.III.3.Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1 (Etage courant).....	33
Fig.III.4.Schéma statique du balcon.....	42
Fig.III.5.Ferraillage de la dalle pleine étage courant.....	45

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Fig.IV.1.Schéma d'un escalier.....	47
Fig.IV.2.Schéma statique d'escalier.....	49
Fig.IV.3.Schéma statique de la poutre palière.....	52
Fig.IV.4.Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	55
Fig.IV.5.Schéma de l'acrotère type1.....	64
Fig.IV.6.Schéma Statique type1.....	64
Fig.IV.7.Ferraillage de l'acrotère type1.....	69
Fig.IV.8.Coupe AA de l'acrotère type1	69
Fig.IV.9.Schéma de l'acrotère type2.....	70
Fig.IV.10.Schéma Statique type2.....	70

Fig.IV.11.Ferraillage de l'acrotère type2.....	75
Fig.IV.12.Coupe AA de l'acrotère type2.....	75

Chapitre V : Evaluation de la réponse sismique de la structure

Fig.V.1.Modèle 3D de la structure.....	77
Fig.V.2.La première disposition des voiles.....	79
Fig.V.3.La deuxième disposition des voiles.....	80
Fig.V.4.La troisième disposition des voiles.....	80
Fig.V.5.La quatrième disposition des voiles.....	81
Fig.V.6.La courbe de spectre de réponse.....	90

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Fig.VI.1.Ferraillage des poteaux de Sous-Sol 1 (80x80).....	102
Fig.VI.2.Ferraillage des poutres et des chainages	110

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Fig.VII.1.Dimension du radier.....	122
Fig.VII.2.Moments M11 à l'ELU.....	123
Fig.VII.3.Moments M22 à l'ELU.....	124
Fig.VII.4.Dimension de la nervure.....	126

Chapitre VIII : Etude économique

Fig.VIII.1.Facteur principal d'un projet.....	131
Fig.VIII.2.Cycle de vie d'un projet.....	132
Fig.VIII.3.La courbe financière (courbe en S).....	137

INTRODUCTION GENERALE

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

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner par le séisme.

Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est une région à forte activité sismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité : assure la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédés au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant deux sous-sols, un RDC et 16 étages à Tlemcen qui n'est pas encore réalisé.

I. Introduction générale :

Dans un projet de bâtiment ou de travaux publics, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Le béton est utilisé depuis presque deux siècles. C'est un matériau de construction qui trouve son champ d'utilisation pratiquement dans tous les domaines du génie civil. Actuellement il est sans doute le plus utilisé pour les avantages économiques et techniques qu'il présente.

Il présente des avantages certains pour la construction. D'une durée de vie quasi illimitée, il est extrêmement résistant et permet la construction de véritables édifices. Indissociable de la construction durable, le béton est très peu énergivore tant dans sa fabrication que son utilisation au vu de sa durée de vie. Il est produit localement avec des composants naturels. Ses plus grandes qualités sont : l'inertie thermique, la résistance à la compression et au feu.

Par contre Le béton armé allie la résistance en compression du béton classique à celle en traction de l'acier. Toutefois, pour l'utiliser de manière adéquate, il est impératif de connaître les techniques de fabrication, ainsi que les formules de calcul de résistance.

Les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure. Cette dernière doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

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

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

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études.

Nous avons choisi d'étudier un projet de réalisation : **RESIDENCE EL GARNATIA**. C'est un projet de 5 bâtiments qui se compose de 228 logements promotionnels, deux sous-sol garage de 252 places + RDC de 44 locaux commerciaux +1^{ere} étage de 38 bureaux. Il sera réalisé dans le site : LOT N° 05, POS de l'entrée Nord de TLEMCEN, terrain le long de la RN22, face à L'ONALAIT, commune de TLEMCEN.

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (bloc B) en R+16 choisi parmi les cinq blocs, composé de deux niveaux sous-sol (garage de 84 places), d'un rez-de-chaussée de 13 locaux commerciaux, et de 15 niveaux à usage d'habitation.



Figure I.1 Vue sur Site

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques

Largeur en plan	29.50m
La longueur en plan	35.20m
Hauteur totale du bâtiment	58.82m
Hauteur de RDC	4.08m
Hauteur d'étage courant	3.06m
Hauteur de 1 ^{er} sous-sol	3.06m
Hauteur de 2 ^{eme} sous-sol	2.72m

I.2.2 Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes :

GROUPE 1A : ouvrages d'importance vitale.

GROUPE 1B : ouvrage de grande importance.

GROUPE 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne.

GROUPE 3 : ouvrage de faible importance.

⇒ selon le RPA99/version 2003, l'ouvrage est un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48 m donc il est classé dans le groupe 1B.

I.2.3 Ossature et système constructif adopté :

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) et voiles, car la hauteur de bâtiment dépasse 17m, selon le RPA99/version 2003.

I.2.3.1 Planchers :

Les planchers sont réalisés en deux types :

-**Type 1** : Corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm, pour RDC et étages courants.

-**Type 2** : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol (parking).

I.2.3.2 Maçonnerie :

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

Les murs intérieurs sont faits en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.3.3 Revêtement :

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

I.2.3.4 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 1.8$ bars.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire 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.

Principaux caractères et avantages :

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 avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

✚ I.4.1.2 Résistances mécaniques du béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 (7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa. Par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

✚ Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

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

✚ Résistance caractéristique à la traction :

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

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

❖ **Contraintes et déformations :**
 → **Contrainte limites**

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 :** C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

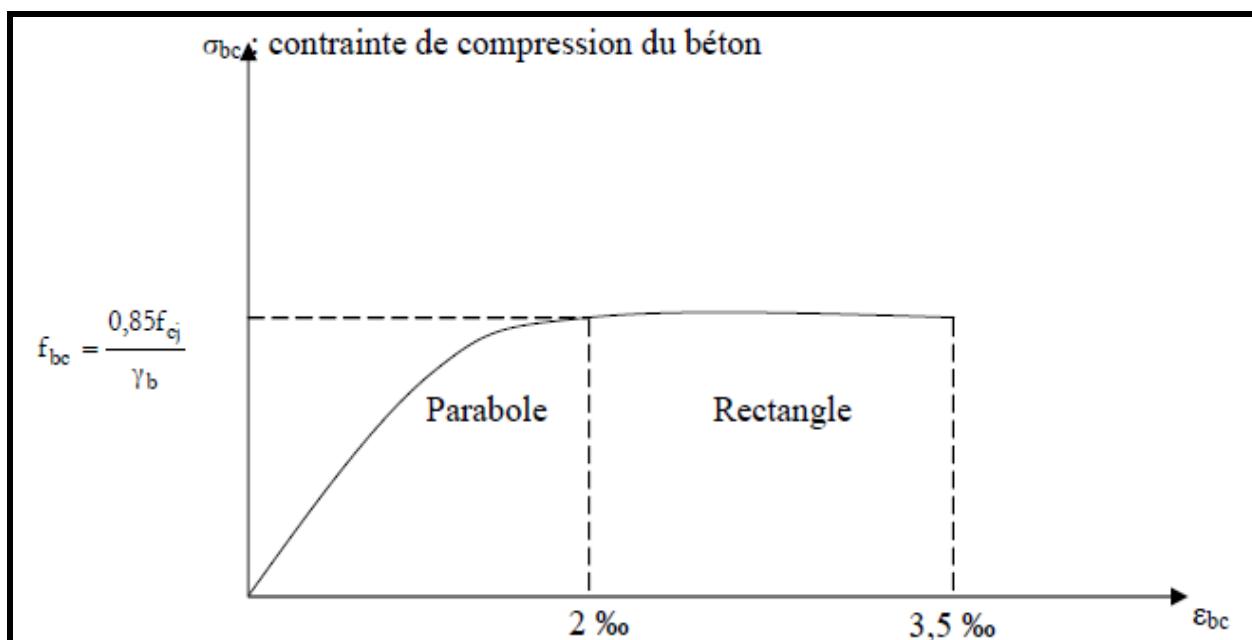


Figure I.2 Diagramme contraintes- déformations du béton

Avec :

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\%o \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%o$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

$$0\%o \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\%o$$

$$\sigma_{bc} = 0.25f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 - 10^3 \cdot \varepsilon_{bc})$$

$$2\%o \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%o$$

$$\sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Diagramme rectangulaire :** Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

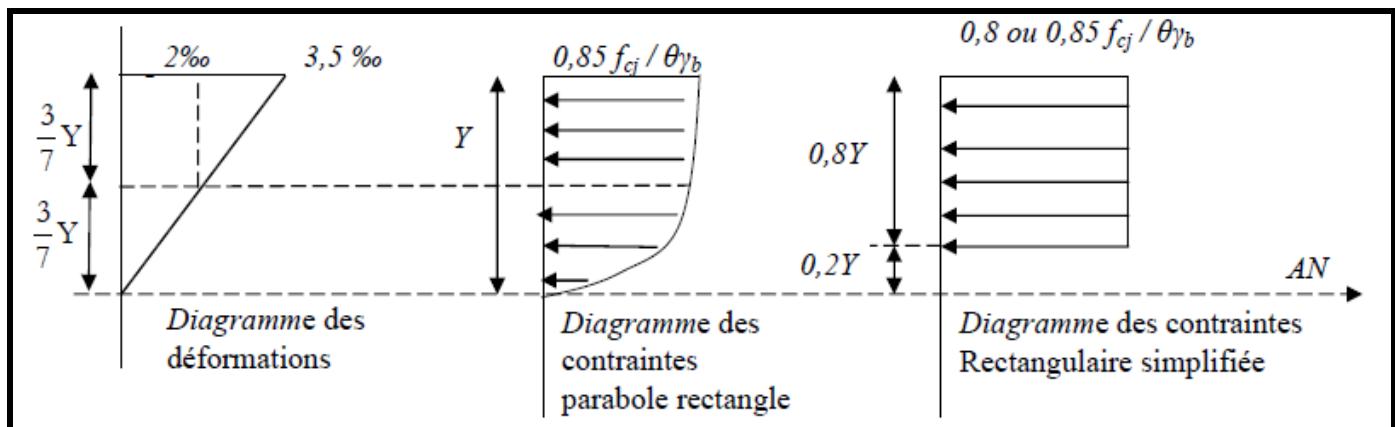


Figure I.3 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

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

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ si la durée est supérieure à 24h} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0,85 \text{ dans les autres cas.} \end{cases}$$

-Sur une distance 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 :

⇒ $0.85 \times f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$: pour les zones Comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

⇒ $0.8 \times f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

- **Contrainte admissible de cisaillement :**

$$\tau_u = \text{Min}(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}), \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \text{Min}(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}), \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}, \text{ Avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$$

→ **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 :

$$E_{ij} = 11000\sqrt{f_{cj}}, \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]}$$

- **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 donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt{f_{cj}} = E_{ij} / 3, \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]}$$

→ **Module de déformation transversale :**

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$$

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

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

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à : $\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$

I.4.2 Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel Fe E 215, Fe E 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, Fe E 500
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **Es = 200 000 MPa**

Diagramme contrainte- déformation : (ELU)

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général,

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

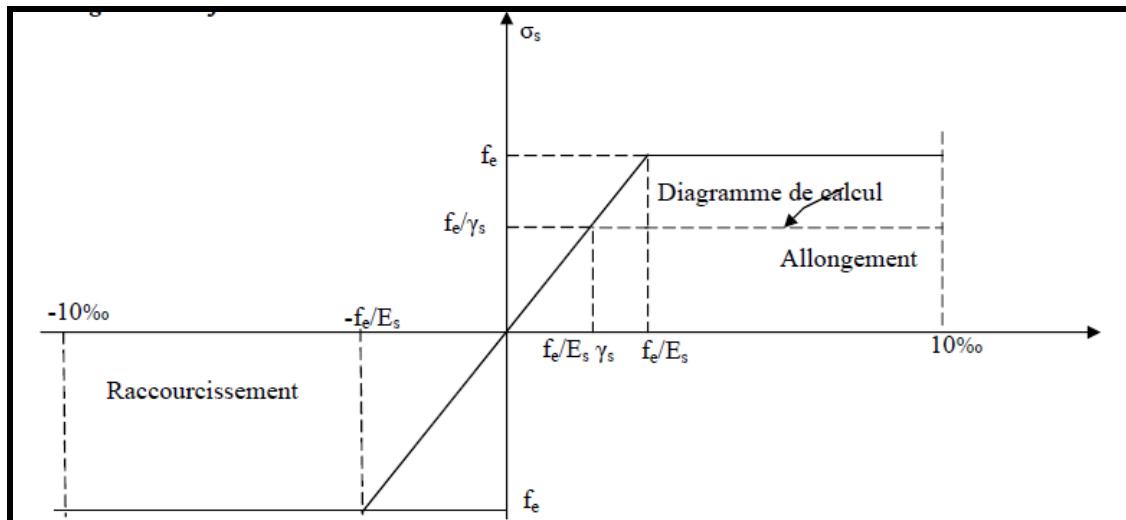


Figure I.4 Diagramme contraintes- déformations d'acier

Contrainte limite de traction des armatures : (ELS)

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min}(2/3f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min}(0.5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec :

$$\eta : \text{coefficent de fissuration} \begin{cases} 1 & \text{pour des ronds lisses} \\ 1.6 & \text{pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1.3 & \text{pour les hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

I.4.3 Hypothèses de calcul :

Tableau I.2 Les hypothèses de calcul

La résistance du béton à la compression à 28 jours	f_{c28}	25 Mpa.
La résistance du béton à la traction	f_{t28}	2.1 Mpa.
Le module d'élasticité différé	E_{vj}	10818.865 Mpa
Le module d'élasticité instantané	E_{ij}	32164.195 Mpa
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	f_e	400 Mpa

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

- L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{l}{22,5}$

l : plus grande portée dans le sens considéré

$$h \geq \frac{4,9}{22,5} = 0,21 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad h = 21 \text{ cm}$$

$$h = (16 + 5) \text{ cm}$$

16 cm pour le corps creux.

5 cm pour la dalle de compression.

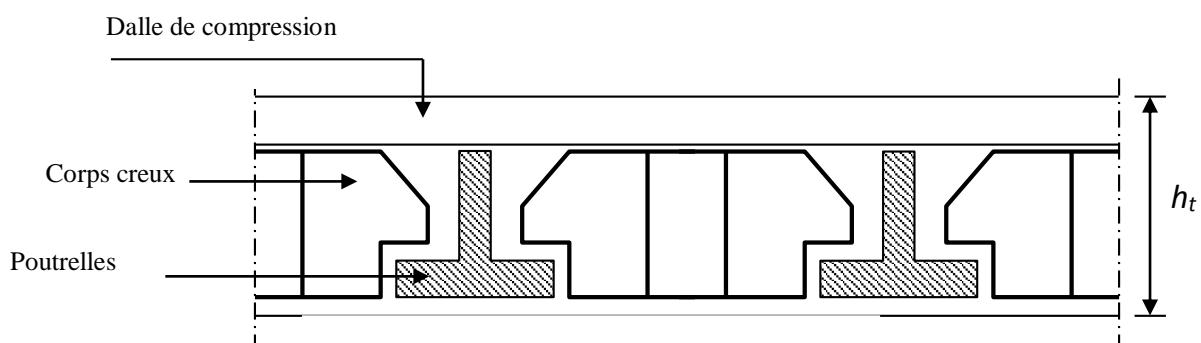


Figure II.1 Dalle à corps creux.

II.3 Descente des charges :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

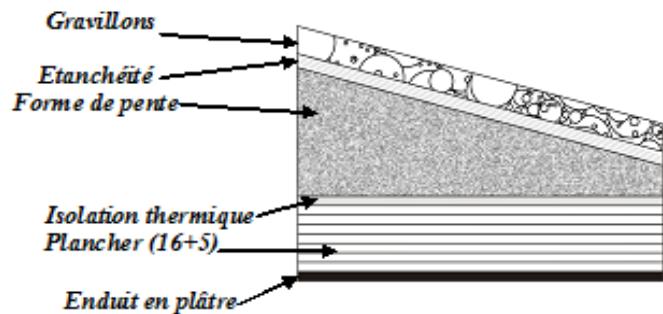


Figure II.2 Plancher type terrasse

Tableau II.1 Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	663 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

II.3.2 Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2 Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Dalle en corps creux (16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	462 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

II.3.3 Plancher étage courant :

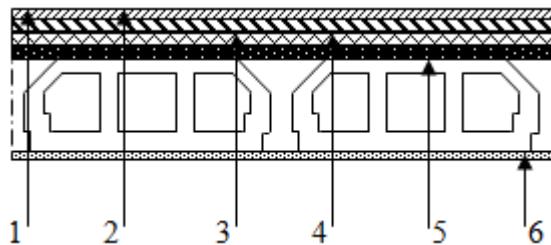


Figure II.3 Terrasse accessible

1 → Carrelage.

4 → Dalle de compression.

2 → Mortier de pose.

5 → Corps creux.

3 → Lit de sable

6 → Enduit en plâtre.

Tableau II.3 Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
plancher en corps creux (16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G	550 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher RDC (usage de commerce) : $Q = 400 \text{ Kg/m}^2$.

II.3.4 Balcons :

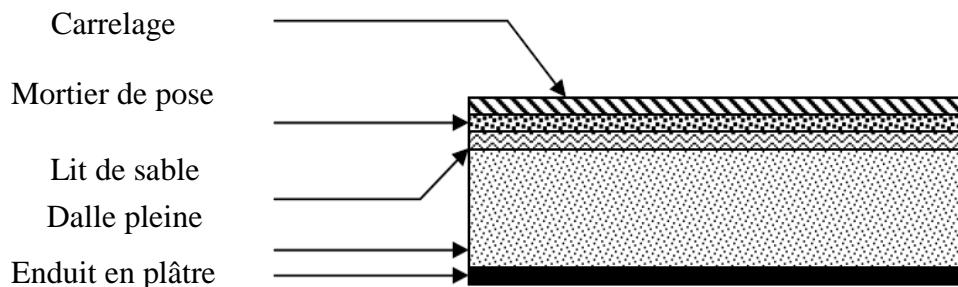


Figure II.4 Balcon

Tableau II.4 Descente des charges des balcons.

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1900	0,02	38
Dalle en BA (dalle pleine)	2500	0,15	375
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	517 kg/m ²		
Q	350 kg/m ²		

II.3.5 Murs :

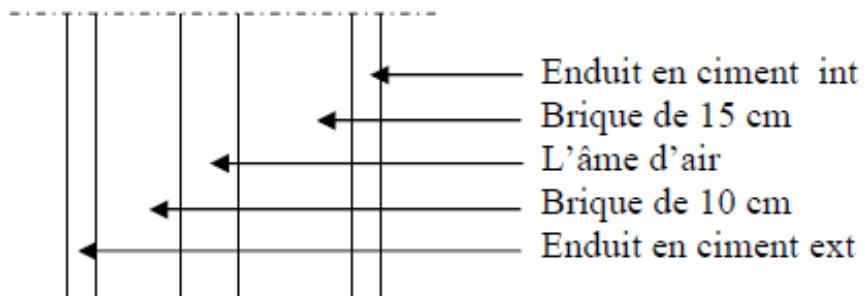


Figure II.5 Coupe transversale du mur extérieur

1. Murs extérieurs :

Tableau II.5 Charge permanente des murs extérieurs

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G		273 kg/m ²	

2. Murs intérieurs (simple parois) :

Tableau II.6 Charge permanente du cloisons intérieurs

G	138 kg/m ²
----------	-----------------------

Remarque

Les murs peuvent être avec ou sous ouvertures donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.3.6 L'acrotère :

■ Type 1 (60 cm) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

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

A= 0,1 coefficient d'accélération de la zone.

W_p = 168,75 Kg/ml poids de l'acrotère.

C_p = 0,8 KN facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ Kg/ml.}$$

$$\Leftrightarrow Q = 54 \text{ Kg/ml.}$$

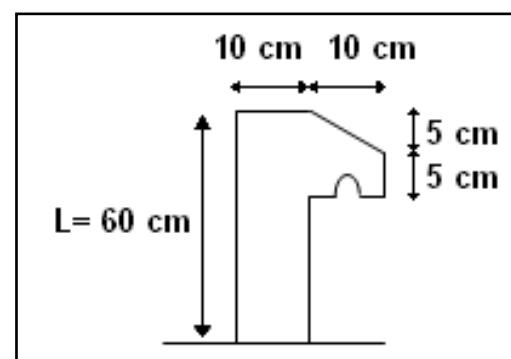


Figure II.6 Dimension de l'acrotère type1

■ Type 2 (1,25m) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 1,25) = 0,1325 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,1325 \times 2500 = 331,25 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 331,25 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 331,25 = 106 \text{ Kg/ml.}$$

$$\Rightarrow Q = 106 \text{ Kg/ml.}$$

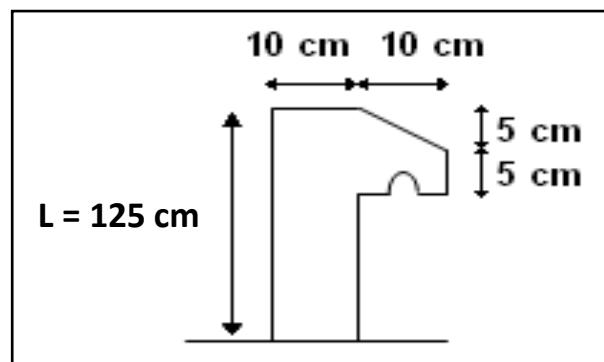


Figure II.7 Dimension de l'acrotère type2

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 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 toutes les sollicitations suivantes :

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

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.4.2 Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

- ✓ Les poutres principales :

-Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties 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.

II.4.2.1 Les poutres principales :

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRE

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.

$$L = 6,10 \text{ m}$$

Donc :
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \\ 40,66 \leq h \leq 61 \end{array} \right.$$
 on prend : **h= 45 cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \\ 10 \leq b \leq 25 \end{array} \right. \quad \text{on prend le min de R.P.A : } \mathbf{b= 30 \text{ cm}}$$

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,67 \leq 4$ condition vérifiée.

$$L = 4,5 \text{ m} \rightarrow P_1 (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$L = 5,3 \text{ m} \rightarrow P_2 (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$L = 6,1 \text{ m} \rightarrow P_3 (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

II.4.2.2 Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de CBA93 on a :

$$L = 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \\ 33,33 \leq h \leq 50 \end{array} \right. \quad \text{on prend : } \mathbf{h= 35 \text{ cm}}$$

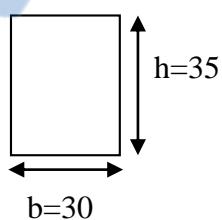
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \\ 9 \leq b \leq 22,5 \end{array} \right. \quad \text{on prend la min de R.P.A : } \mathbf{b= 30 \text{ cm}}$$

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

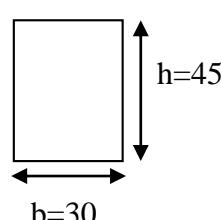
- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,5 \leq 4$ condition vérifiée.

$$L = 4,5 \text{ m} \rightarrow Ch_1 (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$L = 5 \text{ m} \rightarrow Ch_2 (30 \times 35) \text{ cm}^2$$



Les poutres secondaires



Les poutres principales

II.4.3 Les poteaux :

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

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

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m^2) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \text{Zone : 1 et 2}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e : \text{hauteur d'étage}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

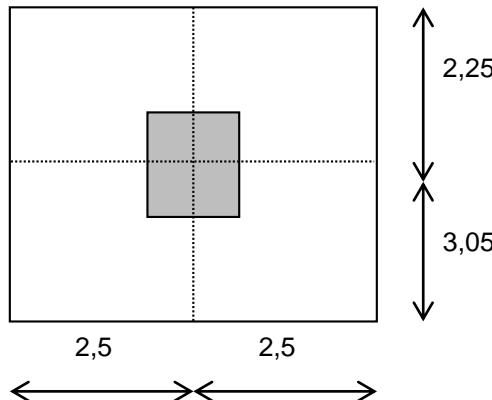


Figure II.8 Section supporté par le poteau le plus sollicité

N_u : étant la charge verticale à l'ELU.

Avec : $N_u = P_u \times S \times n$

P_u : charge du plancher

$P_u = 1 t/m^2$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = 5 \times 5,3 = 26,5 \text{ m}^2$$

n : nombre d'étage.

$$N_u = 1 \times 26,5 \times 19 = 503,5 \text{ t.}$$

$$N_u = 5,035 \text{ MN.}$$

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

- Section réduite

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge > 24h)}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 5,035}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,3230 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,3230} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,588 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 60 \text{ cm} \quad \text{dont un poteau de } (60 \times 60) \text{ cm}^2$$

- Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\min(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 60 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = 60 > \left(\frac{289}{20} = 14,45 \right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{60}{60} = 1 \right) < 4 \quad \text{C.V}$$

- Vérification du poteau au flambement

On vérifier le poteau de 2^{ème} sous-sol

- Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$= \frac{60 \times 60^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 1080000 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 60 \times 60 = 3600$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{1080000}{3600}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 17,3205 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{17,3205}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 12,36$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 12,36 < 50$$

⇒ **Le flambement est vérifié**

Tableau II.9 Récapitulation du pré dimensionnement

Poteaux	N étages	S (m ²)	Nu (MN)	A=b (m ²)	L ₀ (m)	λ	Condition
1^{er} sous-sol	1	26,5	5,035	0,60	3,06	12,36	C.V
2^{ème} sous-sol	2	26,5	4,77	0,60	3,06	12,36	C.V
RDC	3	26,5	4,505	0,60	3,57	14,42	C.V
1^{er} étage	4	26,5	4,24	0,55	2,89	12,74	C.V
2^{ème} étage	5	26,5	3,975	0,55	2,89	12,74	C.V
3^{ème} étage	6	26,5	3,71	0,55	2,89	12,74	C.V
4^{ème} étage	7	26,5	3,445	0,50	2,89	14,01	C.V
5^{ème} étage	8	26,5	3,18	0,50	2,89	14,01	C.V
6^{ème} étage	9	26,5	2,915	0,45	2,89	15,57	C.V
7^{ème} étage	10	26,5	2,65	0,45	2,89	15,57	C.V
8^{ème} étage	11	26,5	2,385	0,40	2,89	17,52	C.V
9^{ème} étage	12	26,5	2,12	0,40	2,89	17,52	C.V
10^{ème} étage	13	26,5	1,855	0,35	2,89	20,02	C.V
11^{ème} étage	14	26,5	1,59	0,35	2,89	20,02	C.V
12^{ème} étage	15	26,5	1,325	0,35	2,89	20,02	C.V
13^{ème} étage	16	26,5	1,06	0,30	2,89	23,36	C.V
14^{ème} étage	17	26,5	0,795	0,30	2,89	23,36	C.V
15^{ème} étage	18	26,5	0,53	0,30	2,89	23,36	C.V
Buanderie	19	26,5	0,265	0,30	2,89	23,36	C.V

II.4.4 Les voiles :

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

Voile de contreventement :

Zone III :
$$\begin{cases} - \text{nombre d'étages} \geq 4. \\ - \text{la hauteur} \geq 12 \text{ m.} \end{cases}$$

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

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

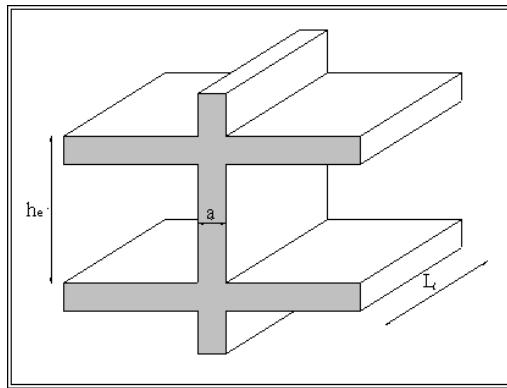


Figure II.9 Coupe de voile en élévation

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

h_e : hauteur libre d'étage.

On a :
$$\begin{cases} h_e = 3,06 \text{ m} \rightarrow a \geq 3,06/20 = 0,153 & \text{pour les 2 sous-sols.} \\ h_e = 2,89 \text{ m} \rightarrow a \geq 2,89/20 = 0,1445 & \text{pour les étages.} \end{cases}$$

Donc on adopte $a = 15\text{cm}$ pour tous les étages.

$a = 20 \text{ cm}$ pour les 2 sous-sols.

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2 Etude du Plancher à corps creux :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

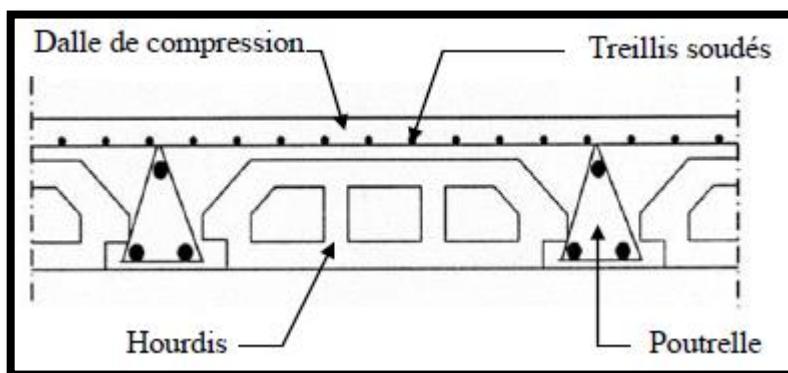


Figure III.1 Coupe transversale du plancher

III.2.1 Vérification des conditions

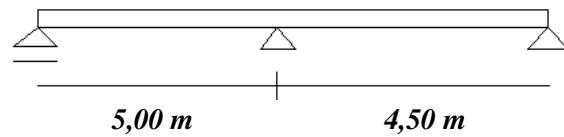
D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

III.2.2 Types de poutrelles

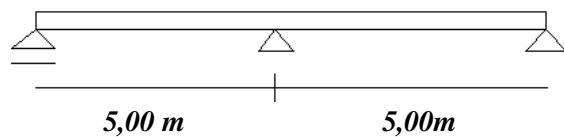
- **Terrasse inaccessible (buanderie)**

Type 1 :

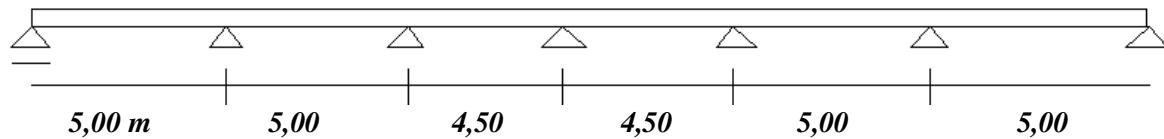


- **Étage courant et terrasse accessible**

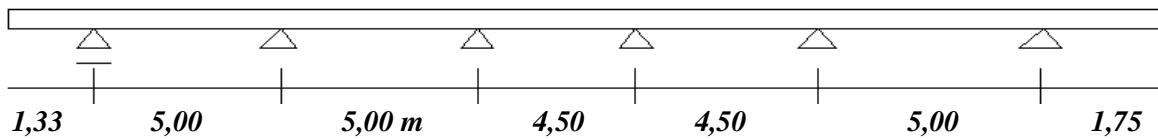
Type 1 :



Type 2 :

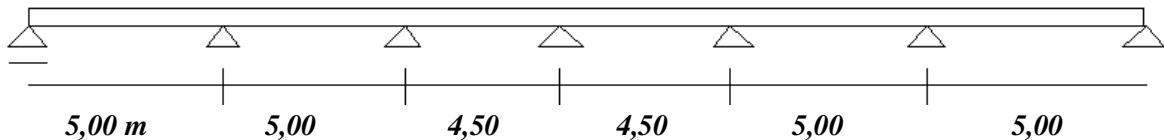


Type 3 :

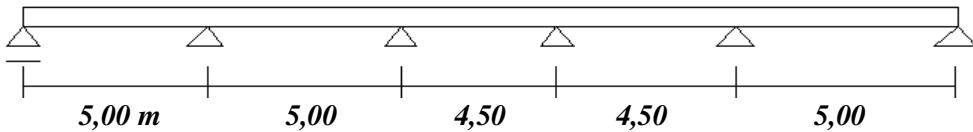


- **RDC :**

Type 1 :



Type 2 :



III.2.3 Les charges de poutrelles :

Tableau III.1 Charges supportées par les poutrelles.

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	ELU [KN/ml] $(1,35G+1,5Q)* b$	ELS [KN/ml] $(G+Q)* b$
Terrasse inaccessible (buanderie)	6,73	1	0,65	6,88	5,024
Terrasse accessible	4.78	1,5	0,65	5.65	4.082
Étage courant	5,6	1,5	0,65	6,376	4,615
RDC	5,6	4	0,65	8,814	6,24

III.2.4 Détermination des efforts internes

➤ **Un exemple de calcul : Étage courant (type 1)**

$$q_u = 6.376 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 4.615 \text{ KN/ml.}$$

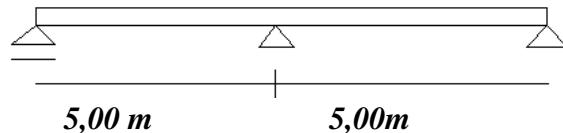


Figure III.2 Schéma statique de poutrelle type 1 (étage courant)

➤ Méthodes des trois moments

a-Moment en appuis :

L'équation des trois moments s'écrit:

$$l_i \times M_{i-1} + 2M_i \times (l_i + l_{i+1}) + l_{i+1} \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

• ELU

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 + 6A_1 = 0$$

Avec : M_0 et $M_2 = 0$ KN/m.

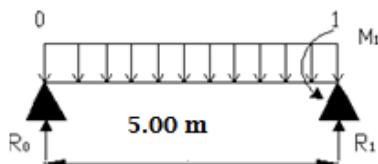
$$\Leftrightarrow 2(5 + 5)M_1 + 6A_1 = 0, (A_1 = R_{1d} + R_{1g})$$

$$A_1 = 2 \times (q_u l^3 / 24) = 2 \times (6,376 \cdot 5^3 / 24) = 66,416 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Donc : } M_1 = -6A_1 / 20 = -19,925 \text{ KN.m}$$

* Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0 – 1



$$\Sigma M/1=0 \implies R_0 \times 5 - 6,376 \times \frac{5^2}{2} - M_1 = 0 \implies R_0 = 11,955 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u x^2}{2} = 11,955 x - 3,188 x^2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = M_1 = -19,925 \end{cases} \quad [KN.m]$$

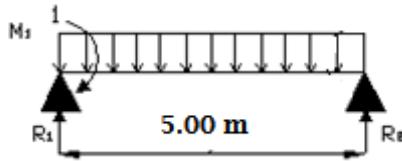
$$M'(x) = 0 \implies 11,955 - 6,376 x = 0 \implies x = 1,875 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,875) = 11,208 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_u x = 11,955 - 6,376 x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 11,955 \\ T(5) = -19,925 \end{cases} \quad [KN]$$

Travée 1 – 2



$$\sum M/2 = 0 \implies R_1 \times 5 - 6,376 \times \frac{5^2}{2} + M_1 = 0 \implies R_1 = 19,925 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 x - \frac{q_u x^2}{2} + M_1 = 19,925 x - 3,188 x^2 - 19,925$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -19,925 \\ M(5) = 0 \end{cases} \quad [KN.m]$$

$$M'(x) = 0 \implies 19,925 - 6,376 x = 0 \implies x = 3,125 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(3,125) = 11,208 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x = 19,925 - 6,376 x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 19,925 \text{ KN} \\ T(5) = -11,955 \text{ KN} \end{cases} \quad [KN]$$

• ELS

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 + 6 A_1 = 0$$

Avec : M_0 et $M_2 = 0 \text{ KN.m}$

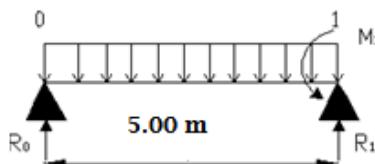
$$\Leftrightarrow 2(5 + 5) M_1 + 6 A_1 = 0, (A_1 = R_{1d} + R_{1g})$$

$$A_1 = 2 \times (q_s l^3 / 24) = 2 \times (4,615 \cdot 5^3 / 24) = 48,0729 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Donc : } M_1 = -6 A_1 / 20 = -14,422 \text{ KN.m}$$

* Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0 – 1



$$\sum M/1 = 0 \implies R_0 \times 5 - 4,615 \times \frac{5^2}{2} - M_1 = 0 \implies R_0 = 8,653 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_s x^2}{2} = 8,653 x - 2,3075 x^2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = M_1 = -14,422 \end{cases} \quad [KN.m]$$

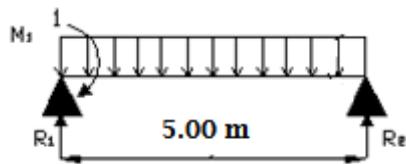
$$M'(x)=0 \implies 8,653 - 4,615 x = 0 \implies x = 1,875 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1,875) = 8,112 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x = 8,653 - 4,615 x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 8,653 \\ T(5) = -14,422 \end{cases} \quad [KN]$$

Travée 1 – 2



$$\sum M/2 = 0 \implies R_1 \times 5 - 4,615 \times \frac{5^2}{2} + M_1 = 0 \implies R_1 = 14,4219 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 x - \frac{q_s x^2}{2} + M_1 = 14,4219 x - 2,3075 x^2 - 14,422$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -14,422 \\ M(5) = 0 \end{cases} \quad [KN.m]$$

$$M'(x)=0 \implies 14,4219 - 4,615 x = 0 \implies x = 3,125 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(3,125) = 8,112 \text{ KN.m}$$

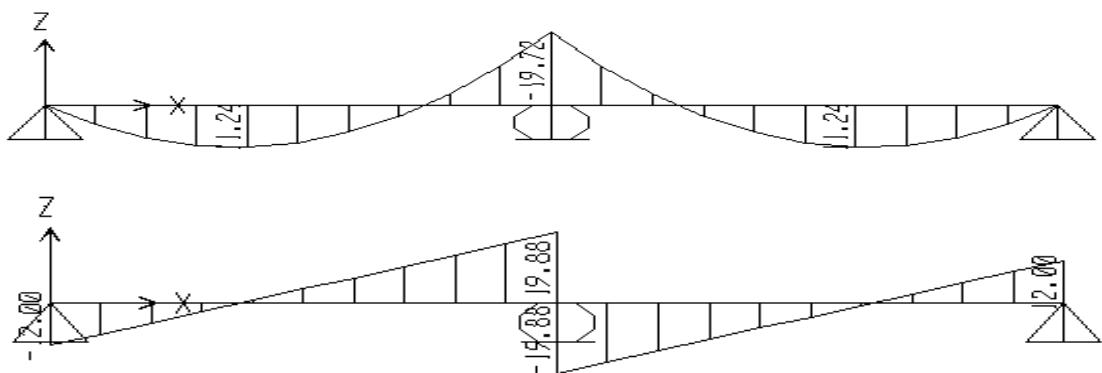
$$T(x) = R_1 - q_s x = 14,4219 - 4,615 x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 14,4219 \\ T(5) = -8,653 \end{cases} \quad [KN]$$

L'utilisation de logiciel SAP 2000 :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

ELU



ELS

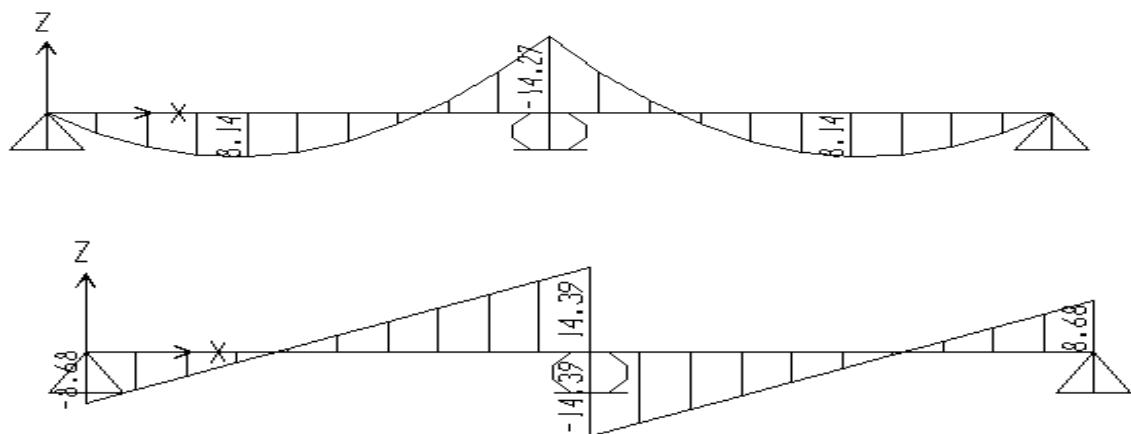


Figure III.3 Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1
(Etage courant)

RQ : les résultats suivants sont obtenus par le SAP2000 en considérant les appuis comme semi-encastrement.

Tableau III.2 Différents sollicitations pour l'ELU

Plancher	M_{appui} [KN.m]	$M_{travée}$ [KN.m]	T [KN]
RDC	18.36	9.18	22.04
Etage courant	13.28	6.64	15.94
Terrasse accessible	16.49	8.25	19.79
Terrasse inaccessible	14.33	7.17	17.20

Tableau III.3 différents sollicitation pour l' ELS

Plancher	M_{appui} [KN.m]	$M_{travée}$ [KN.m]	T [KN]
RDC	13	6.5	15.6
Etage courant	9.61	4.81	11.54
Terrasse accessible	11.99	5.99	14.39
Terrasse inaccessible	10.47	5.23	12.56

III.2.5 Ferraillage des poutrelles

Poutrelle (Etage courant) :

a) Armatures longitudinales :

- ELU :

En travée :

$$M_{max} = 6.64 \text{ KN.m} = 0,00664 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot fbc (d - h_0/2)$$

Avec: $b = 0,65 \text{ m}$, $h_0 = 0,05 \text{ m}$, $d = 0,21 \text{ m}$

$$d = 0,9 \text{ m} \quad h = 0,189 \text{ m}, \quad fbc = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - \frac{0,05}{2}) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t$, l'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferraillage se fait comme une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{bd^2 fbc} = \frac{0,00664}{(0,65) \cdot (0,189)^2 \cdot (14,17)} = 0,02$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R), \text{ avec : } \alpha_R = \varepsilon_{bc} \cdot (\varepsilon_{bc} + \varepsilon_e)^{-1} = 3,5 \times (3,5 + \frac{3,5}{200000 \times 1,15})$$

$\alpha_R = 0,668$, $\mu_R = 0,392 \rightarrow \mu_u < \mu_R$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,025 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,187 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,00664}{400.(0,187)/1,15} = 1,02 \text{ cm}^2.$$

Choix : $A_{st} = 2\text{T10} = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b.h}{1000} ; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{st} \geq 1.483 \text{ cm}^2 \rightarrow 1.57 \geq 1.483 \text{ cm}^2 (CV)$$

En appui :

$$M_{\max} = 13.28 \text{ KN.m} = 0,01328 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{0,01328}{(0.12).(0.189)^2.(14.17)} = 0,218$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,311 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,165m \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 2,31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } A_{st} = 1\text{T12+1T14} = 2,67 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b.h}{1000} ; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{st} \geq 1.483 \text{ cm}^2 \rightarrow 2.67 \geq 1.483 \text{ cm}^2 (CV)$$

- **ELS**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

- **En travée**

$$M_u = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,025 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

-En appuis

$$M_u = 13.28 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.61 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,382$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,382 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,311 < 0,441 \quad \text{C.V}$$

b) Armature transversale

- **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 0,12 \text{ m}, d = 0,189 \text{ m}, V_u = 15,94 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,703 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi \min, \frac{b}{10}\right) & \Rightarrow \phi_t &\leq \min\left(\frac{21}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right) \\ & & &\Rightarrow \phi_t \leq \min(0,6, 1,2, 1,2) \\ & & &\Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \min, 30 \text{ cm}\right) & \Rightarrow S_t &\leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) \\ & & &\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Zone courante

$$\begin{aligned} S_t &\leq \frac{h}{2} & \Rightarrow S_t &\leq \frac{21}{2} \\ & & &\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

- **Vérification au glissement**

En appui :

$$V_u - M_u / 0,9.d \leq 0$$

$$-62.13 < 0 \quad C.V$$

- **Vérification de la flèche**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$$L = 5m \Rightarrow f_{admissible} = 1 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.65 * 0.21^3}{12} + 15 * 1.57 * 10^{-4} * \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5,182 * 10^{-4} m^4$$

$$\circ \quad \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi * (2 + 3 * \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{1.57 * 10^{-4}}{0.12 * 0.189} \Rightarrow \varphi = 0,00692$$

$$\Rightarrow \lambda_i = 5.94$$

$$\circ \quad \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_S + f_{t28}} \quad \Rightarrow \mu = 0.686$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} \quad I_{fi} = 1,123 * 10^{-4} m^4$$

$$E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = 0.00133 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc} \quad f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.0033 \text{ m} < f_{admissible} = 0.01 \text{ m} \quad c.v$$

III.2.6 Ferraillage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\phi 5\text{mm}$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_l \geq \frac{4.L}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} f_e = 500 \text{ MPa.} \\ L = 65 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_l \geq 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de $\phi 5$ et un espacement $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

III.2.8 Récapitulatif du ferraillage des poutrelles

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.4 Récapitulatif du ferraillage des poutrelles

	A_{st} calculé		A_{st} choisie	
	travée	appui	Travée	appui
RDC	2,197	3,34	2T12	1T14+1T16
Etage courant	1,3	2,32	2T10	1T12+1T14
Terrasse accessible	1,55	3,015	2T10	1T14+1T14
Terrasse inaccessible	1,28	2,55	2T10	1T12+1T14

III.3 Etude du plancher dalle pleine :

III.3.1 Prédimension de la dalle pleine : (Plancher)

Tableau III.5 Prédimension de la dalle pleine

Désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Dalle en B.A	2500	0,20	500
Chappe en B.A	2500	0,06	125
Enduit en ciment	1800	0,02	36
G		611 kg/m ²	
Q		250 kg/m ²	

III.3.2 Calcul des Moments : (Sous-Sol)

⊕ Dalle portant dans 2 Sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{5}{6} < 1$$

$$\Rightarrow 0,4 < 0,83 < 1 \dots \dots \text{C.V}$$

⊕ Conditions de flèches :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{5}{40} = 0,125 \text{ m}$$

avec $h_{\min} = 15 \text{ cm}$.

On prend $h = 20 \text{ cm}$.

⊕ Les moments dus aux charges réparties :

✓ E.L.U :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 ; \quad \mu_x = 0,0539$$

$$P_{E.L.U} = 1,35 \times 6,11 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow P_{E.L.U} = 11,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_x = 0,0539 \times 11,99 \times 5^2$$

$$\Rightarrow M_x = 16,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x ; \quad \mu_y = 0,6313$$

$$M_y = 0,6313 \times 16,15$$

$$M_y = 10,19 \text{ KN.m}$$

✓ E.L.S :

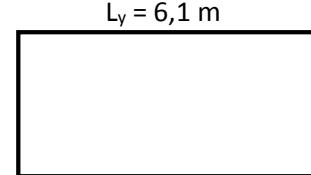
$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 ; \quad \mu_x = 0,0607$$

$$P_{E.L.S} = 8,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_x = 13,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x ; \quad \mu_y = 0,7381$$

$$M_y = 9,63 \text{ KN.m}$$



$$L_x = 5 \text{ m} < L_y = 6,1 \text{ m}$$

$$L_x = 5 \text{ m}$$

Tableau III.6 Ferraillage de la dalle

Section	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{smin}	A _s (cm ² /ml)	A adopté/ml
Travée	14,54	0.0317	0.0403	0.177	2.17	2,36	5T10=3,93
Appuis	4,85	0.0105	0.0132	0.179	2.17	0,78	4T10=3.14

⊕ Vérification à L'E.L.S :

On doit vérifier la condition suivant : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

• En travée

$$M_u = 14,54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 11,75 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,23$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,365 < 0,367 \quad \text{C.V}$$

• En appui

$$M_u = 4,85 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,23$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,365 < 0,367 \quad \text{C.V}$$

III.4 Etude des Balcons :

III.4.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions. On adopte une épaisseur $h = 15$ cm.

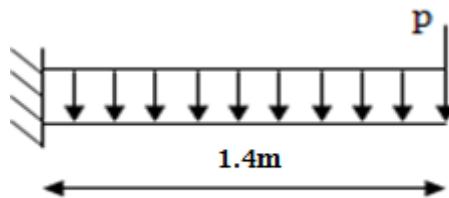


Figure III.4 Schéma statique du balcon

III.4.2 Evaluation des charges :

Tableau III.7 Evaluation des charges pour le balcon

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids S (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de ciment	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	19	0,38
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Poids propre $G = 5,17 \times 1 \text{ m} = 5.17 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 3,5 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

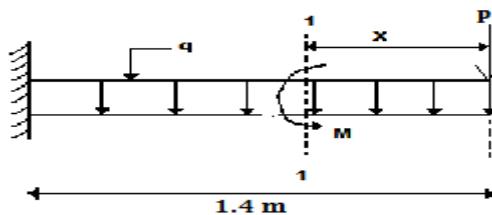
La charge des murs (force concentrée) $P = 1,38 \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$

E.L.U : $Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 12.23 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 P = 2.05 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_{ser} = G + Q = 8.67 \text{ KN/ml}$

III.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :



Chapitre III : Etude des planchers

- **ELU**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,4\text{m}$

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2.05x - 12.23 x^2/2 \rightarrow M(0) = 0$$

$$M(1.4) = -14.86 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u x = -2.05 - 12.23 x \rightarrow T(0) = -2.05 \text{ KN}$$

$$T(1.4) = -19.17 \text{ KN}$$

- **ELS**

$$M(x) = -P_s x - Q_s \frac{x^2}{2} = -1.518x - 8.67 x^2/2 \rightarrow M(0) = 0$$

$$M(1.4) = -10.62 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = -P_s - Q_s x = -1.518 - 8.67 x \rightarrow T(0) = -1.518 \text{ KN}$$

$$T(1.4) = -13.66 \text{ KN}$$

III.4.4 Détermination du ferraillage

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- **ELU**

➤ **Armature longitudinale :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s t}, \text{ avec } Z = d (1 - 0.4a), \quad a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$(\text{CNF}) : A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau III.8 Ferraillage du balcon

M_u(KN.m)	μ	A	Z (m)	A_{smin}	A_s (cm²/ml)	A adopté/ml
14.86	0.057	0.073	0.131	1.63	3.26	7T12=7.92

Le **R.P.A 99 V 2003** exige que :

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$ dans toute la section.

On a : $A_{\min} = 0.5 \times (0.15 \times 1) / 100 = 7.5 \text{ cm}^2$

D'où : $A_{\text{choisi}} = 3.92 < 7.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{C.N.V}$

Choix : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$

➤ Armature de répartition :

$$A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{\text{répartition}} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

• ELS

➤ Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2, n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 7.92 (13.5 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 578.6 \Rightarrow x = 4.6 \text{ cm}$$

➤ moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4.6)^3}{3} + 15 \times 7.92 \times (13.5 - 4.6)^2$$

$$I = 12654.68 \text{ cm}^4 = 1.265 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.62 \times 10^{-3} \times 0.046}{1.265 \times 10^{-4}} = 3.86 \text{ MPa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{10.62 \times 10^{-3} (0.135 - 0.046)}{1.265 \times 10^{-4}} = 112.07 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des contraintes admissibles :

Béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 25$$

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

Acier

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} (266,66 \quad , \quad 201,63) \quad \quad \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.86 \text{ Mpa} \quad < \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 112.07 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ Vérification au cisaillement

T max = 19.17 KN

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_u = 0,142 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Donc on a : $\tau_u = 0,142 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$C.V

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{0,15}{1,40} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,107 > 0,0625 \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow \quad 0,0058 \leq 0,0105 \dots \text{C.V}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

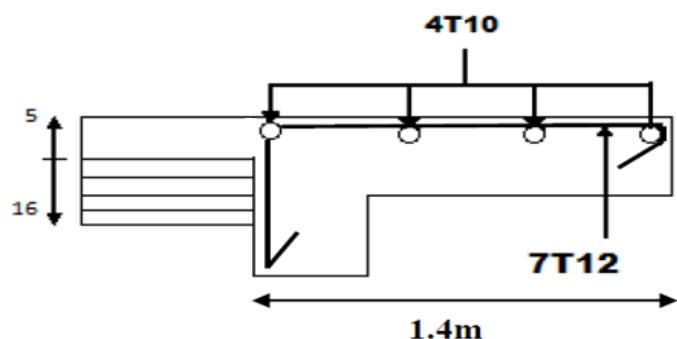


Figure III.5 Ferraillage de la dalle pleine étage courant

IV.1 Étude d'escaliers :

IV.1.1 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 de secours importante en cas d'incendie.

IV.1.2 Terminologie :

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

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

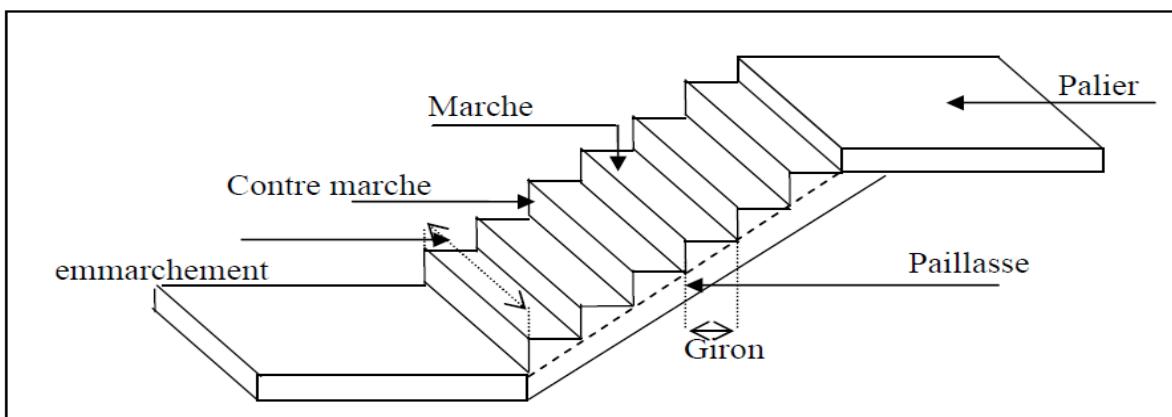


Figure IV.1 Schéma d'un escalier

IV.1.3 Dimensions des escaliers :

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

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

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

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

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

n: nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On trouve : h=17 cm g=30 cm

➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$H = n \times h = 6 \times 0,17 = 1,02 \text{ m}$$

$$L = (n-1).g = 5 \times 0,30 = 1,5 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1,02 / 1,5 = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,215^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,827$$

IV.1.4 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier :

Palier :

Tableau IV.1 Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	ep (cm)	Masse volumique KN / m ³	Poids KN / m ²
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	18	0.36
Poids propre de palier	17	25	4.25
Enduit en plâtre	2	10	0.2

Charge permanente $G = 5.65 \text{ KN/m}^2$.

Sur charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Paillasse :

Tableau IV.2 Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

Désignation	ep (cm)	Masse volumique KN / m ³	Poids KN / m ²
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	22	1.87
Poids propre de la paillasse	17	25/cos34,215	5.14
Enduit en plâtre	2	10/cos34,215	0.24

Charge permanente $G = 8.47 \text{ KN/m}^2$.

Sur charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

IV.1.5 Le type d'escalier :

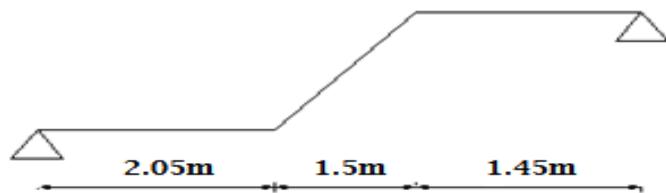


Figure IV.2 Schéma statique d'escalier

IV.1.6 Ferraillage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

• Calcul à ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \text{pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 2.5 = 11.38 \text{ KN/ml}$$

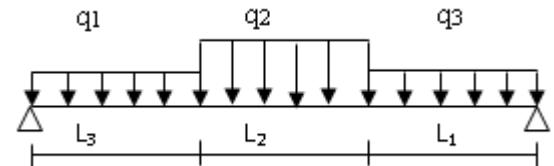
$$\text{Paillasse : } q_2 = 1.35 \times 8.47 + 1.5 \times 2.5 = 15.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{on a : } L_1 = 1.45 \text{ m} ; L_2 = 1.5 \text{ m} ; L_3 = 2.05 \text{ m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = 41.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_0 = 35.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30 \cdot M_0 = 12.44 \text{ KN.m}$$



➤ Armature longitudinale :

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} , \text{ avec } Z = d(1-0.4\alpha), \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu}) \text{ et } \mu = M_u/b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 15.3 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.3 Ferraillage d'escalier

Section	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{smin}	A _s (cm ² /ml)	A adopté/ml
Travée	35.24	0.106	0.14	0.144	1.84	7.035	7T12=7.917
Appuis	12.44	0.037	0.0471	0.15	1.84	2.384	4T10=3.14

➤ Armature de répartition :

-En travée : A répartition = A adopté / 4 = 7.917 / 4 = 1.98 cm² ; on adopte : 3 T₁₀ = 2.36 cm²

-Sur appui : A répartition = A adopté / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 cm² ; on adopte : 3 T₈ = 1.51 cm²

- Calcul à ELS

$q_{ser} = g + q$ pour (1ml)

Palier : $q_1 = q_3 = 5.65 + 2.5 = 8.15 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 8.47 + 2.5 = 10.97 \text{ KN/ml}$

Moment isostatique : $M_0 = 29.85 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 25.37 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 8.955 \text{ KN.m}$

Ce type d'escalier se situe dans un local couvert, donc il soumis à des fissurations peu préjudiciables. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

➤ En travée

$$M_u = 35.24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 25.37 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,389$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,389 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,14 < 0,444 \quad \text{C.V}$$

➤ En appui

$$M_u = 12.44 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8.955 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,389$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,389 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,0475 < 0,444 \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{2} = 31.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.204 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.204 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Tableau IV.4 Tableau récapitulatif du ferraillage d'escalier

	Armature longitudinale		Armature de répartition	
	Calculée (cm ²)	Choisie (cm ²)	Calculée (cm ²)	Choisie (cm ²)
En travée	7.035	7T 12=7.917	1.98	3 T 10 =2.36
En appui	2.384	4T 10=3.14	0.785	3 T 8 =1.51

IV.1.7 Étude de la poutre palière :

a) Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le RAP 99/version 2003.

- Selon le CBA 93

-La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, \text{ avec } L=6.10\text{m} \Rightarrow \frac{610}{15} \leq h \leq \frac{610}{10} \Rightarrow 40.66 \leq h \leq 61 \text{ cm}$$

On prend h=45cm

-La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm, on prend } b=30\text{cm}$$

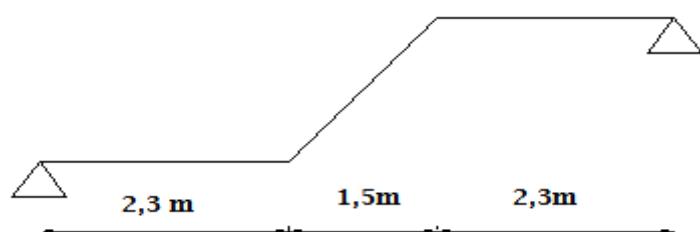
- Selon le RPA99/ version 2003

$$h \geq 30 : \text{ vérifiée , } h=45 \text{ (CV)}$$

$$b \geq 20 : \text{ vérifiée , } b=30 \text{ (CV)}$$

$$h/b = 45/30 = 1.5 < 4 \text{ (CV)}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière (b × h = 30×45) cm²



b) Evaluation des charges :

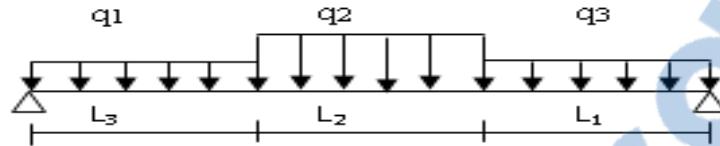


Figure IV.3 Schéma statique de la poutre palière

- Poids propre de la poutre

$$q_1 = q_3 = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (1/\cos 34,215) = 4.077 \text{ KN/ml}$$

- Mur double parois sur le palier

$$Paillasse : 2.76 \times (1/\cos 34,215) \times (1.53 + 0.51) = 6.81 \text{ KN/ml}$$

$$Palier inf : 2.76 \times (1.53 + 0.51) = 5.63 \text{ KN/ml}$$

$$Palier sup : 2.76 \times (1.53 - 0.51) = 2.81 \text{ KN/ml}$$

- Poids de la paillasse

$$G = 8.47 \times 2.05 = 17.36 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 2.05 = 5.125 \text{ KN/ml}$$

- Réaction de la volée

$$Palier : R_{volée} = V/2.3$$

c) Calcul a ELU

Le moment isostatique : $M_0 = 154.016 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 130.91 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 46.20 \text{ KN.m}$

- Ferrailage longitudinal :

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_y t}, \text{ avec } Z = d(1-0.4\alpha), \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1-2\mu}) \text{ et } \mu = M_u/b \cdot d^2. \quad f_{bc} A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) /$$

$$f_e = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV.5 Ferrailage de la poutre palière

section	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	$Z (\text{m})$	A_{smin}	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	A adopté/ml
Travée	130.91	0.187	0.261	0.363	1.46	10.37	6T14+2T12=11.5
Appuis	46.20	0.066	0.085	0.391	1.46	3.397	4T12=4.52

d) calcul a ELS

Le moment isostatique : $M_0 = 112.45 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 95.58 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 33.73 \text{ KN.m}$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} \quad , \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ En travée

$$M_u = 130.91 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 95.58 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,201 < 0,435 \quad \text{C.V}$$

➤ En appui

$$M_u = 46.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 33.73 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,085 < 0,435 \quad \text{C.V}$$

Le R.P.A 99 V 2003 exige que :

$A_{min} = 0.5\% (b \times h)$ dans toute la section.

On a : $A_{min} = 0.5 \times (0.45 \times 0.3) / 100 = 6.75 \text{ cm}^2$

D'où : $A_{inf} + A_{sup} = 3T14 + 4T12 = 4.617 + 4.52 = 9.137 > 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV}$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1,2, \frac{30}{10}\right) \\ \Rightarrow \phi_t \leq \min(1.28, 1,2, 3) \\ \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \min, 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) \Rightarrow S_t = 5cm$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t = 15cm$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 5 Mpa\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 91.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b,d} = 0.66 MPa \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.756 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \quad CV$$

➤ Vérification de la flèche :

⇒ Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

IV.2 L'ascenseur :

IV.2.1 Introduction :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles 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)

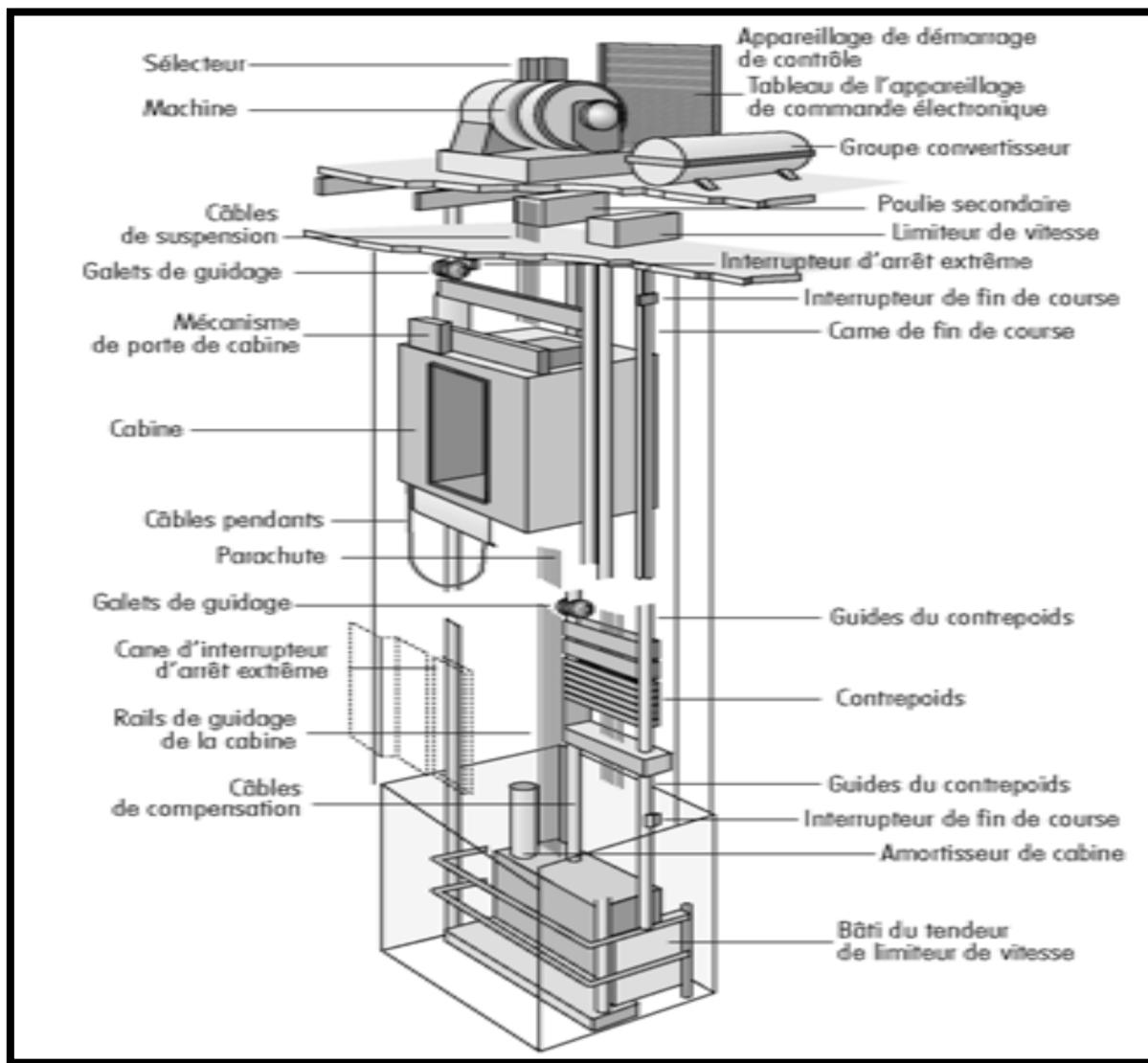


Figure IV.4 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

IV.2.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est composé de trois éléments 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 :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + Q/2$
- M_g : le poids des câbles

Dans notre projet, il y a deux ascenseurs et chaque 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.

IV.2.3 Evaluation des charges :

$$P_m = 2342.5 \text{ kg}$$

$$P_p = 2342.5 + 675/2 = 2680 \text{ kg}$$

$$P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$$

$$M_g = m \times n \times L,$$

Avec m : la masse linéaire de câble ; n : le nombre des câbles ; L : longueur de câbles

$$M_g = 0.512 \times 2 \times 56.62 = 57.98 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 6277.4 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg.}$$

IV.2.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur quatre appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle. La charge totale ultime du moteur est de 9487 kg.

Soit :

qu : la charge appliquée sur chaque appui, $qu = 9487/4 = 2371.75$ kg. Selon le BAEL91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL, A.5.2, 42})$$

Avec :

q_u : La charge de calcul vis à vis d'ELU

h_0 : Épaisseur totale de la dalle

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée q_u est appliquée sur un carré de (10×10) cm²

- *Épaisseur de la dalle h_0*

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5.00}{6.10} = 0.819 \Rightarrow 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Donc la dalle est portante dans 2 sens : $h_0 = \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 = \frac{5.00}{40} \Rightarrow h_0 \geq 0.125m$

On prend $h_0 = 20$ cm

- *Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen μ_c*

$$\mu_c = 2 \cdot (U \times V) \Rightarrow \begin{cases} U = a + h_0 + 1.5h_r = 10 + 20 + 1.5 \times 5 = 37.5 \text{ cm} \\ V = b + h_0 + 1.5h_r = 10 + 20 + 1.5 \times 5 = 37.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$\mu_c = 150$ cm

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow q_u \leq 0.045 \times 1.5 \times 0.2 \times \frac{25000}{1.5} \Rightarrow q_u \leq 22500$$

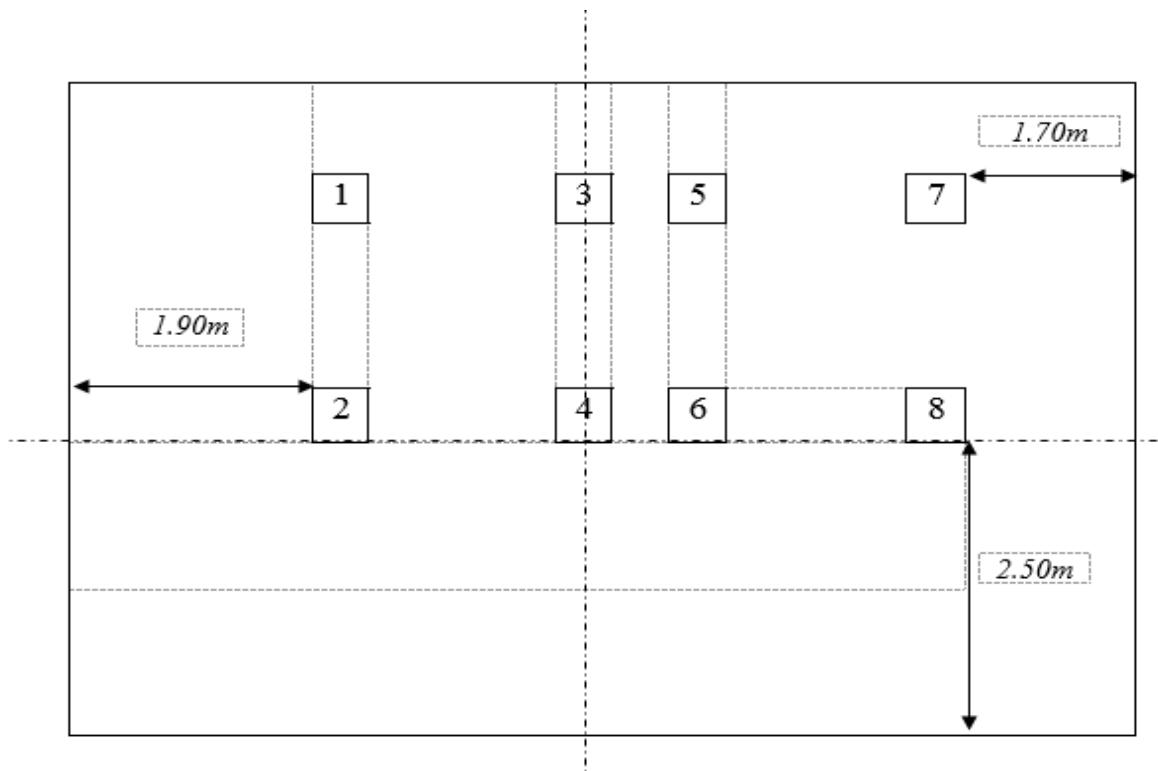
$$\Rightarrow 22500 \geq 2371.75 \text{ kg} \rightarrow CV$$

Donc le risque de poinçonnement n'existe pas.

IV.2.5 Evaluation des moments :

⊕ **Les moments dus aux charges concentrées**

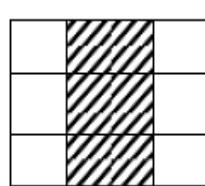
En absence d'une fiche technique concernant les deux moteurs mécanique des deux ascenseurs, on a supposé que chaque moteur a une dimension de (130*120) cm² posée sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté.



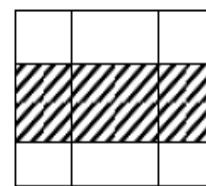
- Un exemple de calcul :
- Rectangle 1 (la méthode de Pigeaud)



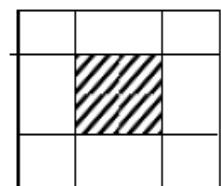
(I)



(II)



(III)



(VI)

$$(I) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 2.6 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.875m \\ V_0 = 2.3 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.575m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{2.875}{5} = 0.575 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{2.575}{6.1} = 0.422 \end{cases}$$

$$(II) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 2.6 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.875m \\ V_0 = 2.1 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.375m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{2.875}{5} = 0.575 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{2.375}{6.1} = 0.389 \end{cases}$$

$$(III) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 2.4 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.675m \\ V_0 = 2.3 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.575m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{2.675}{5} = 0.535 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{2.575}{6.1} = 0.422 \end{cases}$$

$$(IV) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 2.4 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.675m \\ V_0 = 2.1 + 0.2 + 1.5 \times 0.05 = 2.375m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{2.675}{5} = 0.535 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{2.375}{6.1} = 0.389 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} M_x &= (M_1 + \nu M_2) \times P \\ M_y &= (M_2 + \nu M_1) \times P \end{aligned} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0, ELU \\ \nu = 0.2, ELS \end{cases}$$

$$\text{Avec : } P = \frac{Q}{A} \cdot U \cdot V \Rightarrow \begin{cases} ELU : P_u = 2371.75 \times U \cdot V [KN] \\ ELS : P_s = 1738.10 \times U \cdot V \end{cases}$$

Les résultats des moments isostatiques de tous les rectangles sont résumés dans le tableau suivant : ($l_x = 5.00m$; $l_y = 6.10m$)

ELU

Tableau IV.6 Moments isostatiques des rectangles a l'ELU

		$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M_1	M_2	$U \times V$ [m ²]	P [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
1	<i>I</i>	0.575	0.422	0.101	0.077	5.98	14183.06	1432.489	1092.09
	<i>II</i>	0.575	0.389	0.102	0.08	5.46	12949.75	1320.87	1035.98
	<i>III</i>	0.535	0.422	0.107	0.079	5.52	13092.06	1400.85	1034.27
	<i>IV</i>	0.535	0.389	0.109	0.083	5.04	11953.62	1302.94	992.15
2	<i>I</i>	0.095	0.422	0.179	0.093	0.46	1091.005	195.28	101.46
	<i>II</i>	0.095	0.389	0.185	0.099	0.42	996.135	184.28	98.61
3	<i>I</i>	0.575	0.061	0.113	0.14	0.26	616.655	69.68	86.33
	<i>II</i>	0.535	0.061	0.12	0.149	0.24	569.22	68.30	84.813
4		0.095	0.061	0.249	0.25	0.02	47.435	11.81	11.85
5	<i>I</i>	0.575	0.11	0.117	0.126	1.04	2466.62	273.79	310.79
	<i>II</i>	0.575	0.077	0.112	0.135	0.52	1233.31	138.13	166.49
	<i>III</i>	0.535	0.11	0.12	0.134	0.96	2276.88	273.22	305.10
	<i>VI</i>	0.535	0.077	0.118	0.141	0.48	1138.44	134.33	160.52
6	<i>I</i>	0.095	0.11	0.235	0.19	0.08	189.74	44.58	36.05
	<i>II</i>	0.095	0.077	0.24	0.215	0.04	94.87	22.76	20.39
7	<i>I</i>	0.575	0.471	0.098	0.07	6.76	16033.03	1571.23	1122.31
	<i>II</i>	0.575	0.438	0.10	0.074	6.24	14799.72	1479.972	1095.17
	<i>III</i>	0.535	0.471	0.102	0.073	6.24	14799.72	1509.57	1080.37
	<i>IV</i>	0.535	0.438	0.105	0.077	5.76	13661.28	1434.43	1051.91
8	<i>I</i>	0.095	0.471	0.17	0.085	0.52	1233.31	209.66	104.83
	<i>II</i>	0.095	0.438	0.178	0.093	0.48	1138.44	202.64	105.87

• *Rectangle 1, 5, 7*

$$M_{x_{1,5,7}} = (M_{x_I} + M_{x_{II}} + M_{x_{III}} - M_{x_{IV}})_{1,5,7}$$

$$M_{y_{1,5,7}} = (M_{y_I} + M_{y_{II}} + M_{y_{III}} - M_{y_{IV}})_{1,5,7}$$

• *Rectangle 2, 3, 6, 8*

$$M_{x_{2,3,6,8}} = (M_{x_I} + M_{x_{II}})_{2,3,6,8}$$

$$M_{y_{2,3,6,8}} = (M_{y_I} + M_{y_{II}})_{2,3,6,8}$$

$$M'_x = \frac{1}{4} \cdot (M_{x_1} + M_{x_2} + M_{x_5} + M_{x_6} + M_{x_7} + M_{x_8}) + \frac{1}{2} \cdot (M_{x_3} + M_{x_4}) = 23.204 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$M'_y = \frac{1}{4} \cdot (M_{y_1} + M_{y_2} + M_{y_5} + M_{y_6} + M_{y_7} + M_{y_8}) + \frac{1}{2} \cdot (M_{y_3} + M_{y_4}) = 14.145 \text{ KN.m}$$

ELS

Tableau IV.7 Moments isostatiques des rectangles a l'ELS

		$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M_1	M_2	$U \times V$ [m ²]	P [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
1	I	0.575	0.422	0.101	0.077	5.98	10393.838	1209.84274	1010.28105
	II	0.575	0.389	0.102	0.08	5.46	9490.026	1119.82307	963.268925
	III	0.535	0.422	0.107	0.079	5.52	9594.312	1178.18151	952.79861
	IV	0.535	0.389	0.109	0.083	5.04	8760.024	1100.25901	918.050515
2	I	0.095	0.422	0.179	0.093	0.46	799.526	157.986338	102.978949
	II	0.095	0.389	0.185	0.099	0.42	730.002	149.50441	99.280272
3	I	0.575	0.061	0.113	0.14	0.26	451.906	63.718746	73.4799156
	II	0.535	0.061	0.12	0.149	0.24	417.144	62.4881712	72.165912
4		0.095	0.061	0.249	0.25	0.02	34.762	10.393838	10.4216476
5	I	0.575	0.11	0.117	0.126	1.04	1807.624	246.198389	267.889877
	II	0.575	0.077	0.112	0.135	0.52	903.812	125.629868	142.260009
	III	0.535	0.11	0.12	0.134	0.96	1668.576	244.946957	263.635008
	VI	0.535	0.077	0.118	0.141	0.48	834.288	121.972906	137.323805
6	I	0.095	0.11	0.235	0.19	0.08	139.048	37.960104	32.954376
	II	0.095	0.077	0.24	0.215	0.04	69.524	19.675292	18.284812
7	I	0.575	0.471	0.098	0.07	6.76	11749.556	1315.95027	1052.76022
	II	0.575	0.438	0.10	0.074	6.24	10845.744	1245.09141	1019.49994
	III	0.535	0.471	0.102	0.073	6.24	10845.744	1264.61375	1012.99249
	IV	0.535	0.438	0.105	0.077	5.76	10011.456	1205.3793	981.122688
8	I	0.095	0.471	0.17	0.085	0.52	903.812	169.012844	107.553628
	II	0.095	0.438	0.178	0.093	0.48	834.288	164.021021	107.289437

$$M'_x = \frac{1}{4} \cdot (M_{x_1} + M_{x_2} + M_{x_5} + M_{x_6} + M_{x_7} + M_{x_8}) + \frac{1}{2} \cdot (M_{x_3} + M_{x_4}) = 19.07 \text{ KN}$$

$$M'_y = \frac{1}{4} \cdot (M_{y_1} + M_{y_2} + M_{y_5} + M_{y_6} + M_{y_7} + M_{y_8}) + \frac{1}{2} \cdot (M_{y_3} + M_{y_4}) = 13.77 \text{ KN}$$

⊕ Les moments dus aux charges réparties (poids propre)

✓ *Chargement*

$$G=8.53 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{La méthode BAEL : } \Rightarrow \begin{cases} M''_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M''_y = \mu_y \cdot M''_x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.00}{6.10} = 0.819$$

ELU

$$\rho = 0.819 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_x = 0.6313 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M''_x = 17.54 \text{ KN.m} \\ M''_y = 11.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\rho = 0.819 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_x = 0.7381 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M''_x = 14.46 \text{ KN.m} \\ M''_y = 10.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

⊕ Le moment total appliqué à la dalle

ELU

$$M_x = M'_x + M''_x = 23.204 + 17.54 = 40.744 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M'_y + M''_y = 14.145 + 11.07 = 25.215 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_x = M'_x + M''_x = 19.07 + 14.46 = 33.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M'_y + M''_y = 13.77 + 10.67 = 24.44 \text{ KN.m}$$

IV.2.6 Calcul du ferraillage de la dalle :

On adoptera le même ferraillage suivant les deux directions

$$M_{travée} = 0.8M = 32.59 \text{ KN.m} ; M_{appui} = 0.3M = 12.22 \text{ KN.m}$$

$$As = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} , \text{ avec } Z = d (1 - 0.4\alpha) , \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV.8 Ferraillage de la dalle

Section	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{smin}	A _s (cm ² /ml)	A adopté/ml
Travée	32.59	0.07	0.09	0.173	2.17	5.41	5T12=5.65
Appuis	12.22	0.026	0.0329	0.177	2.17	1.98	4T10=3.14

IV.2.7 Vérification a l'ELS :

On doit vérifier la condition suivant : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$, Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- En travée

$$M_u = 32.59 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 26.824 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,214$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,214 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,09 < 0,357 \quad \text{C.V}$$

- En appui

$$M_u = 12.22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.059 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,214$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,214 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,0329 < 0,357 \quad \text{C.V}$$

IV.2.8 vérifications au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{2} = \frac{(94.87 \times 2) + (25 \times 0.2 \times 5 \times 6.1)}{2} = 171.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.950 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.204 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

IV.3 L'acrotère :

IV.3.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera donc calculé comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée a la condition du **RPA99 V2003**.

IV.3.2. Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

IV.3.3 Etude de L'acrotère Terrasse inaccessible :

IV.3.3.1 Poids propre de l'acrotère :

$G = 1,6875 \text{ KN/ml.}$

$Q = 0,54 \text{ KN/ml.}$

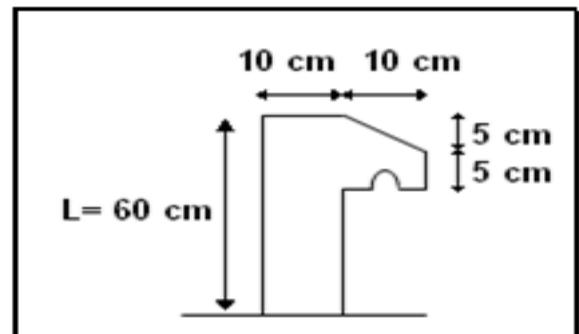


Figure IV.5 Schéma de l'acrotère Type1

IV.3.3.2 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

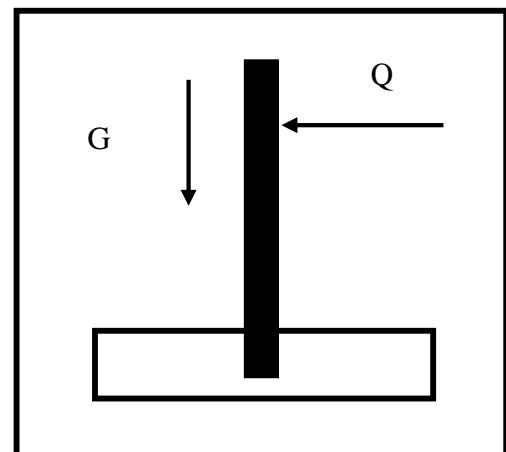
E.L.U :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L) \rightarrow M_u = 1,5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 G \rightarrow N_u = 1,35 \times 1,6875$$

$$N_u = 2,2781 \text{ KN.}$$



E.L.S :

Figure IV.6 Schéma Statique Type 1

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L) \rightarrow M_s = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G \rightarrow N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

IV.3.3.3 Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{0,486}{2,2781} \rightarrow e = 0,2133 \text{ m}$$

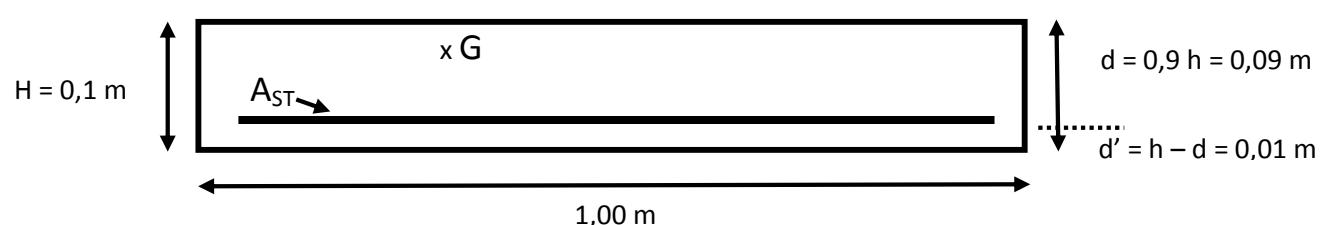
$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > 1,67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée, par ce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.3.3.4 Détermination du ferraillage :

E.L.U :



$$d = 0,9 h \rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \rightarrow d' = 0,01 \text{ m.}$$

Si la section est partiellement comprimée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

- **Moment de flexion fictif (M_a) :**

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 0,486 + 2,2781 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_a = 57,71 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu = 0,005$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,005 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 6,26 \cdot 10^{-3} \rightarrow Z = 0,0898 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{57,71 \cdot 10^{-5}}{0,0898} - 227,81 \cdot 10^{-5} \right)$$

$$A_{st} = 0,11926 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \ min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_{st} = 4 \text{ T 8} = 2,01 \text{ cm}^2}$$

E.L.S :

- Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{s}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{s}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0,324 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{0,324}{1,6875} \rightarrow e = 0,192 \text{ m.}$$

$$p = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e \right).$$

$$\mathbf{p = -0,05629 \text{ m}^2}$$

$$q = -2 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 - \frac{6\eta A_{st}}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e \right)^2$$

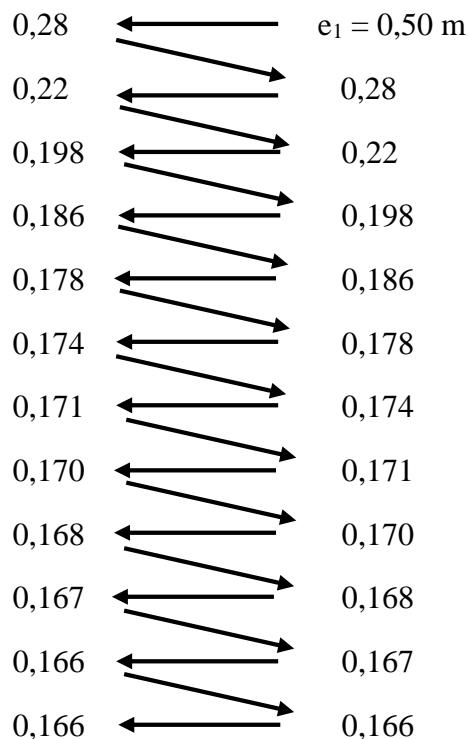
$$q = 0,0047 \text{ m}^3$$

- Méthode des itérations successives :

On a :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots \dots (1) \quad \text{où} \quad e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots \dots \dots (2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,50 \text{ m}$



On prend la valeur de : $e_1 = 16,6 \text{ cm}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0,166 - 0,192 \rightarrow X = 2,4 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b X^2}{2} - n \times A_{st} (d - X)$$

$$S = \frac{1 \times 0,024^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,024)$$

$$S = 0,000089 \text{ m}^3.$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168,75 \times 10^{-5} \times 0,024}{89 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa}$$

Aacier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{168,75 \times 10^{-5} (0,09 - 0,024)}{89 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa.}$$

- Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Aacier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

- Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C. V}$$

$$\sigma_{st} = 18,17 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C. V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r = 4 \varnothing 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

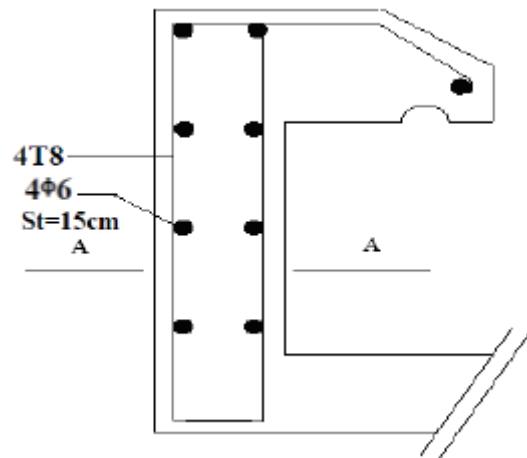


Figure IV.7 Ferraillage de l'acrotère Type 1

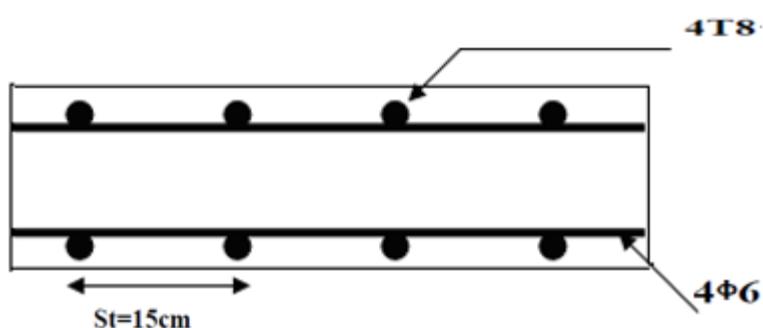


Figure IV.8 Coupe AA de l'acrotère type 1

IV.3.4 Etude de L'acrotère Terrasse accessible :

IV.3.4.1 Poids propre de l'acrotère :

$G = 3,3125 \text{ KN/ml.}$

$Q = 1,06 \text{ KN/ml.}$

IV.3.4.2 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

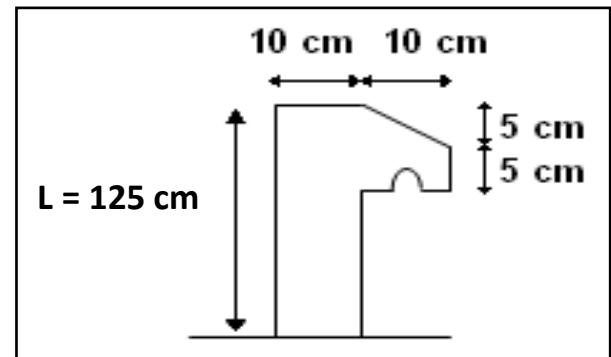


Figure IV.9 Schéma de l'acrotère Type2

E.L.U :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L) \rightarrow M_u = 1,5 \times 1,06 \times 1,25 = 1,9875 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 G \rightarrow N_u = 1,35 \times 3,3125$$

$$N_u = 4,4718 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L) \rightarrow M_s = 1,06 \times 1,25 = 1,325 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G \rightarrow N_s = 3,3125 \text{ KN.}$$

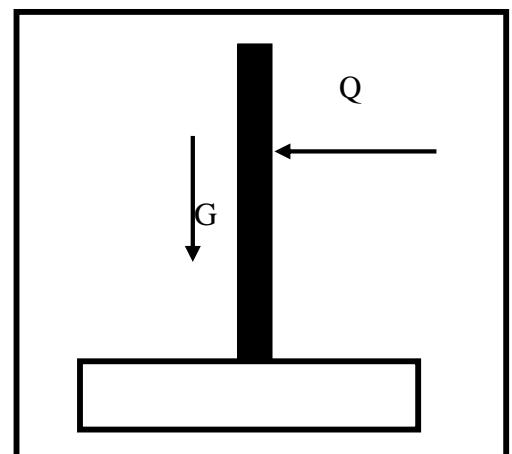


Figure IV.10 Schéma Statique Type2

IV.3.4.3 Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{1,9875}{4,4718} \rightarrow e = 0,4445 \text{ m}$$

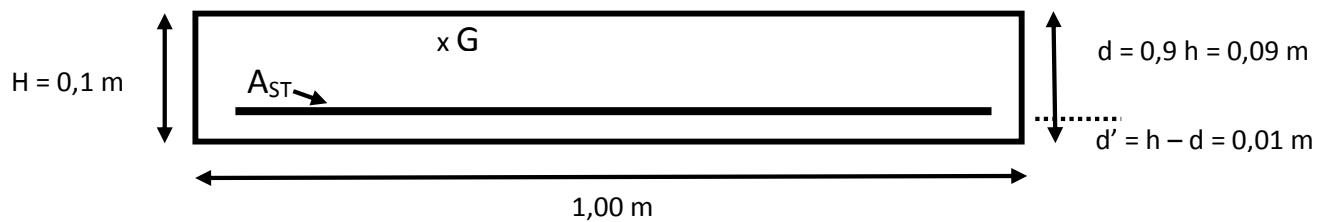
$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > 1,67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée, par ce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.3.4.4 Détermination du ferraillage :

E.L.U :



$$d = 0,9 h \rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \rightarrow d' = 0,01 \text{ m.}$$

d : C'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : C'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

Si la section est partiellement comprimée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

- Moment de flexion fictif (M_a) :

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 1,9875 + 4,4718 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_a = 21,66 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{21,66 \cdot 10^{-4}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu = 0,01887$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,01887 < 0,186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

Alors :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\alpha = 0,0238 \rightarrow Z = 0,089 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{21,66 \cdot 10^{-4}}{0,089} - 447,18 \cdot 10^{-5} \right)$$

$$A_{st} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \ min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 \text{ T 8} = 2,012 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

• **Vérification des contraintes :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{s}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{s}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{s}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 1,325 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_s = 3,3125 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{1,325}{3,3125} \rightarrow e = 0,4 \text{ m.}$$

$$p = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e \right).$$

$$p = -0,3595 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 - \frac{6\eta A_{st}}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e \right)^2$$

$$q = 0,08224 \text{ m}^3$$

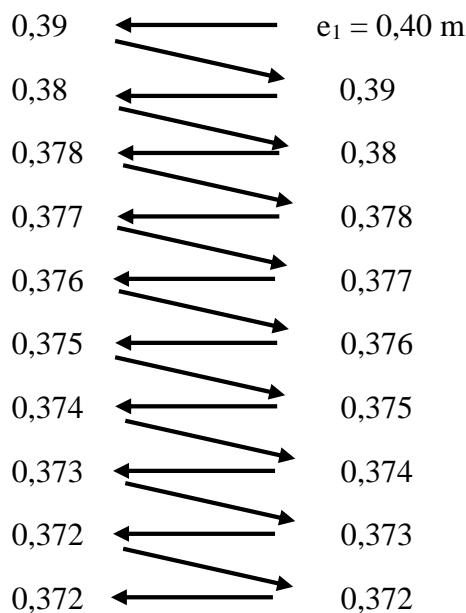
• **Méthode des itérations successives :**

On a :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots \dots (1)$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(-pe_1 - q)} \dots \dots \dots (2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,4$ m



On prend la valeur de : $e_1 = 37,2$ cm

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0,372 - 0,4 \rightarrow X = 2,2 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b X^2}{2} - n \times A_{st} (d - X)$$

$$S = \frac{1 \times 0,022^2}{2} - 15 \times 2,012 \times 10^{-4} (0,09 - 0,022)$$

$$S = 0,000037 \text{ m}^3.$$

- Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{331,25 \times 10^{-5} \times 0,022}{0,000037} \rightarrow \sigma_{bc} = 1,96 \text{ Mpa}$$

Aacier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{331,25 \times 10^{-5} (0,09 - 0,022)}{37 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 91,317 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 1,96 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 91,317 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,503 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r = 4 \varnothing 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

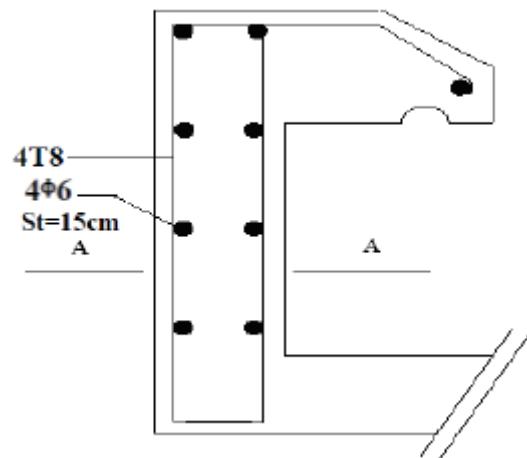


Figure IV.11 Ferraillage de l'acrotère type 2

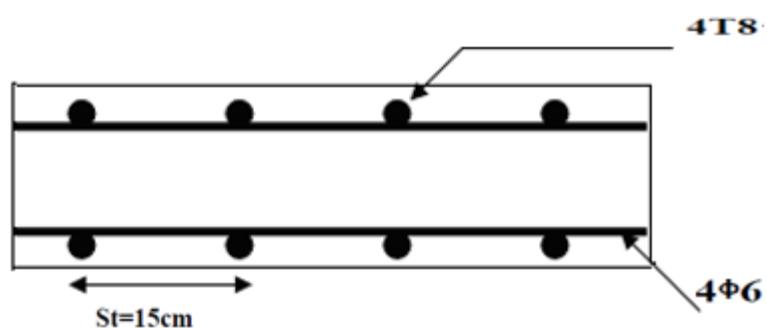


Figure IV.12 Coupe AA de l'acrotère type 2

V.1 Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

V.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

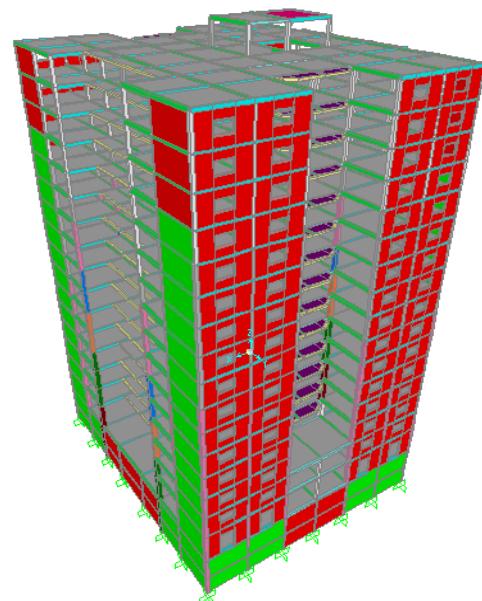


Figure V.1 Modèle 3D de la structure

V.4 Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.4.1 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

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.

V.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm1,2E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G+E$

V.6 choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modale spectrale car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

V.7 Analyse du modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique -voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente les 4 cas où le changement est important.

Le cas retenu est pour la période la plus faible (1.60sec) en comparaison avec la troisième disposition où on a presque la même période et un volume de voiles en plus.

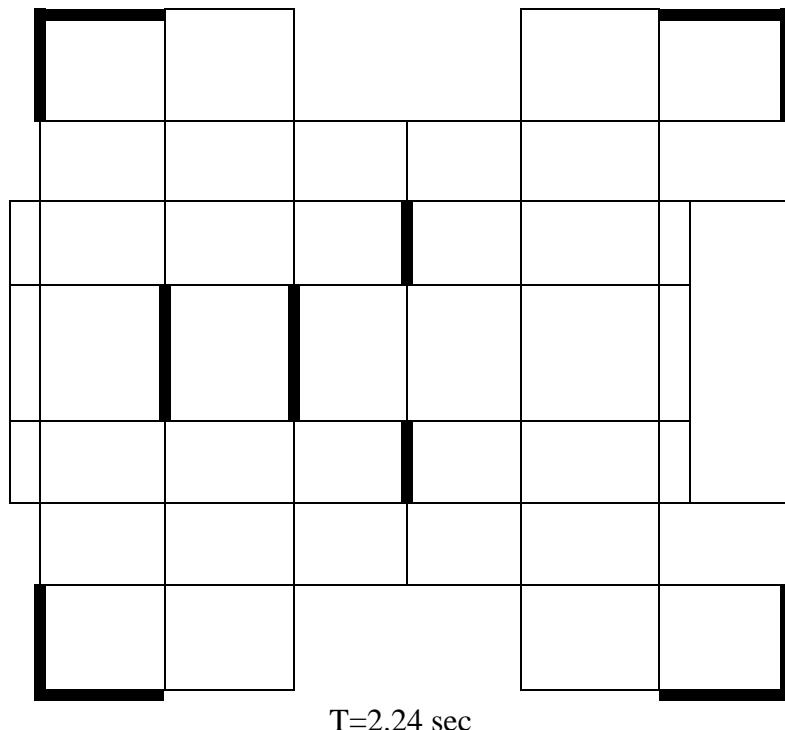


Figure V.2 La première disposition des voiles

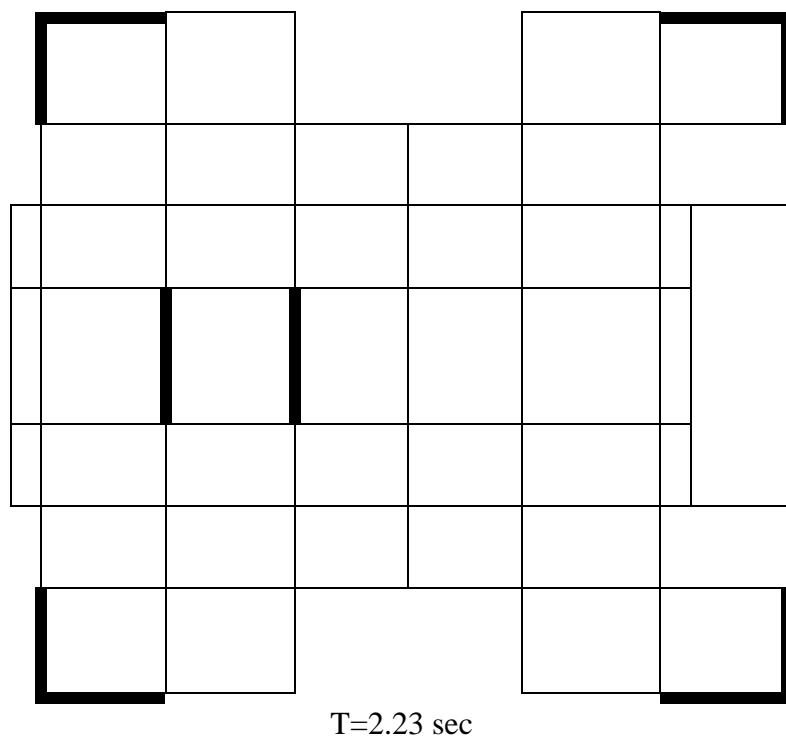


Figure V.3 La deuxième disposition des voiles

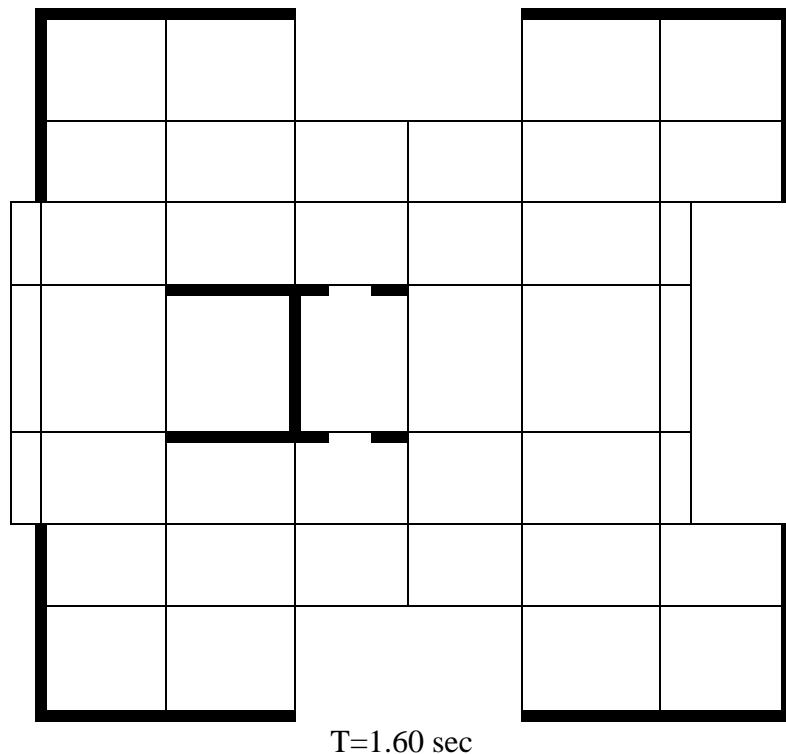


Figure V.4 La troisième disposition des voiles

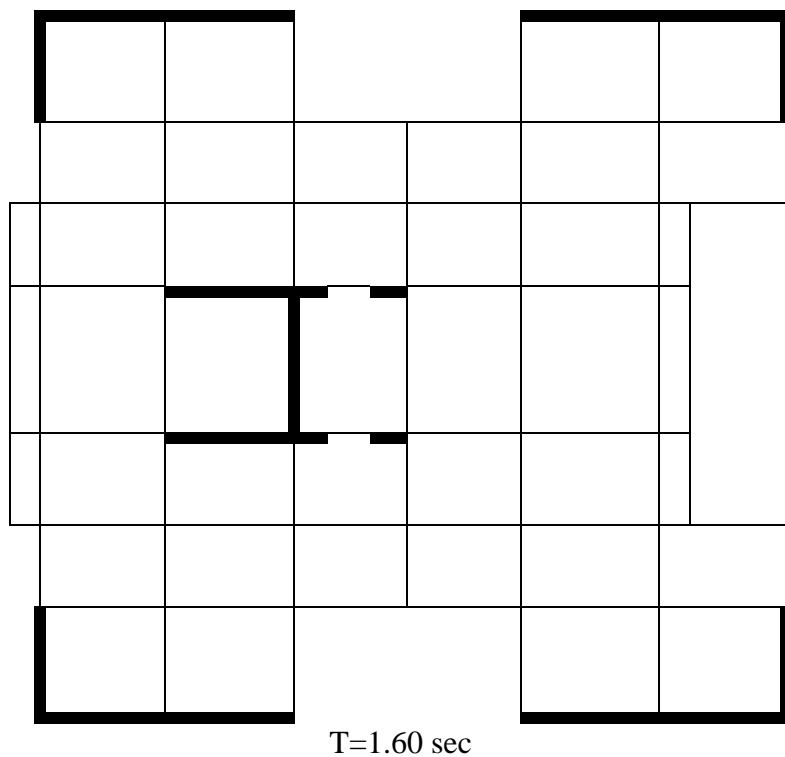


Figure V.5 La quatrième disposition des voiles

V.8 Méthode statique équivalente :

V.8.1 Détermination des coefficients :

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le **RPA99** :

$$\text{Avec : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W = G + \beta Q$)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas $\beta=0.2$

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Grouped usage (1B)} \\ \text{Zone I} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.12 \quad (\text{Tableau (4-1) RPA99})$$

- Coefficient de comportement (R) :

La valeur de R est donnée par (Tableau (4-1) RPA99V2003) en fonction du système de contreventement

Notre structure a un système de contreventement en portique avec des murs voiles, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera : R=4

- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0S \end{array} \right.$$

η : facteur d'amortissement.

T : période fondamentale.

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.8819$$

\Rightarrow Site 3 (site meuble) : $T_2 = 0.5$ S

- **Estimation empirique de la période fondamentale**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

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

➤ **Dans le sens X :**

$H_N = 55.76 \text{ m}$

$D = 29.5 \text{ m}$

$C_T = 0.05$

$T = \min (1.02 \text{ s}, 0.924 \text{ s})$

Donc :

$$T_X = 0,924 \text{ sec}$$

On a: $T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$

$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc :

$$D_x = 1.46$$

➤ **Dans le sens Y :**

$H_N = 55.76 \text{ m}$

$D = 35.2 \text{ m}$

$C_T = 0.05$

$T = \min (1.02 \text{ s}, 0.846 \text{ s})$

Donc :

$$T_y = 0.846 \text{ sec}$$

$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc :

$$D_y = 1.55$$

-Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad , \quad P_q : \text{valeur de pénalité}$$

Tableau V.1 Pénalité correspondante au critère

	Q	
	SENS X	SENS Y
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Vue que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$$\Rightarrow Q_x = Q_y = 1 + 0.05 = 1.05$$

V.8.2 période et participation massique

Tableau V.2 Périodes et pourcentage de participation massique

MODE	PERIODE	Ux	Uy	TYPE
1	1.60188	0%	63%	Translation
2	1.338146	64%	0%	Translation
3	0.94428	0%	0%	Rotation
4	0.407446	0%	16%	/
5	0.363075	16%	0%	/
6	0.255498	0%	0%	/
7	0.240866	0%	1%	/
8	0.239239	1%	0%	/
9	0.225467	0%	0%	/
10	0.202179	0%	0%	/
11	0.189316	0%	0%	/
12	0.188323	0%	0%	/

V.8.3 Poids total de la structure (W)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau V.3 Poids des différents niveaux

Niveaux	Poids [T]	Niveaux	Poids [T]	Niveaux	Poids [T]
S-SOL	1087.568	5	935.023	11	899.860
RDC	1076.77	6	929.835	12	895.883
1	1037.059	7	921.307	13	885.156
2	993.643	8	913.278	14	873.679
3	953.608	9	908.636	15	860.072
4	941.127	10	904.248	16	676.896

⇒ Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = \mathbf{16693.65}$ tonne.

V.8.4 Détermination de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{0.12 \times 1.46 \times 1.05}{4} \times 1669365 \quad \Rightarrow V_x = 7699.1 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.12 \times 1.55 \times 1.05}{4} \times 1669365 \quad \Rightarrow V_y = 8166.079 \text{ KN}$$

V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du RPA99V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W \cdot h_i}{\sum_1^n W_j \cdot h_j}$$

Avec F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0.07 \times V \times T$

Tableau V.4 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=4)

Niveaux	F_x [KN]	F_y [KN]
S-SOL	45.12	48.14
RDC	94.93	101.28
1	155.97	166.39
2	195.81	208.91
3	232.43	247.97
4	273.32	291.59
5	315.19	336.26
6	356.84	380.69
7	396.56	423.08
8	435.73	464.87
9	475.93	507.75
10	515.84	550.32
11	555.33	592.46
12	594.69	634.45
13	628.89	670.93
14	661.51	705.73
15	691.35	737.57
16	1073.66	1097.70

V.8.6 vérification du coefficient de comportement R

D'après (l'article 4.b de RPA99V2003) : pour un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=4, il faut que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Les différentes sollicitations sont obtenues par le logiciel SAP2000.

- **Charges verticales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{global} = 262878639 \text{KN} \\ P_{voiles} = 95164631 \text{KN} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{P_{global}}{P_{voiles}} = 36.20\% > 20\% \quad (\text{CNV})$$

Avec : P_{global} : l'effort normal de la structure global

P_{voiles} : l'effort normal des voiles.

- Charges horizontales :

➤ Selon X

$$\begin{cases} V_{global} = 7555.889 \text{ KN} \\ V_{voiles} = 4113.751 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{global}}{V_{voiles}} = 54.4\% < 100\% \quad (\text{CNV})$$

➤ Selon X

$$\begin{cases} V_{global} = 7737.426 \text{ KN} \\ V_{voiles} = 734.792 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{global}}{V_{voiles}} = 9.49\% < 100\% \quad (\text{CNV})$$

Avec : V_{global} : l'effort tranchant de la structure global

V_{voiles} : l'effort tranchant des voiles.

Donc le choix de R n'est pas satisfaisant, on prend R= 5 c.à.d. un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les nouveaux résultats sont présentés comme suit :

- ⇒ Effort tranchant à la base dans le sens X : $V_x = 6159.28 \text{ KN}$
- ⇒ Effort tranchant à la base dans le sens Y : $V_y = 6532.863 \text{ KN}$
- ⇒ Force concentré au sommet dans le sens X : $F_{tx} = 398.366 \text{ KN}$
- ⇒ Force concentré au sommet dans le sens Y : $F_{ty} = 386.808 \text{ KN}$

Tableau V.5 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)

Niveaux	F_x [KN]	F_y [KN]
S-SOL	36.1	38.51
RDC	75.94	81.02
1	124.77	133.12
2	156.65	167.12
3	185.95	198.38
4	218.65	233.27
5	252.15	269.01
6	285.47	304.55
7	317.25	338.46
8	348.59	371.89
9	380.74	406.20
10	412.67	440.26
11	444.27	473.97
12	475.75	507.56
13	503.11	536.74
14	529.21	564.59
15	553.08	590.06
16	858.93	878.16

V.9 Méthode d'analyse spectrale modale :

V.9.1 Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003)

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

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S3)

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

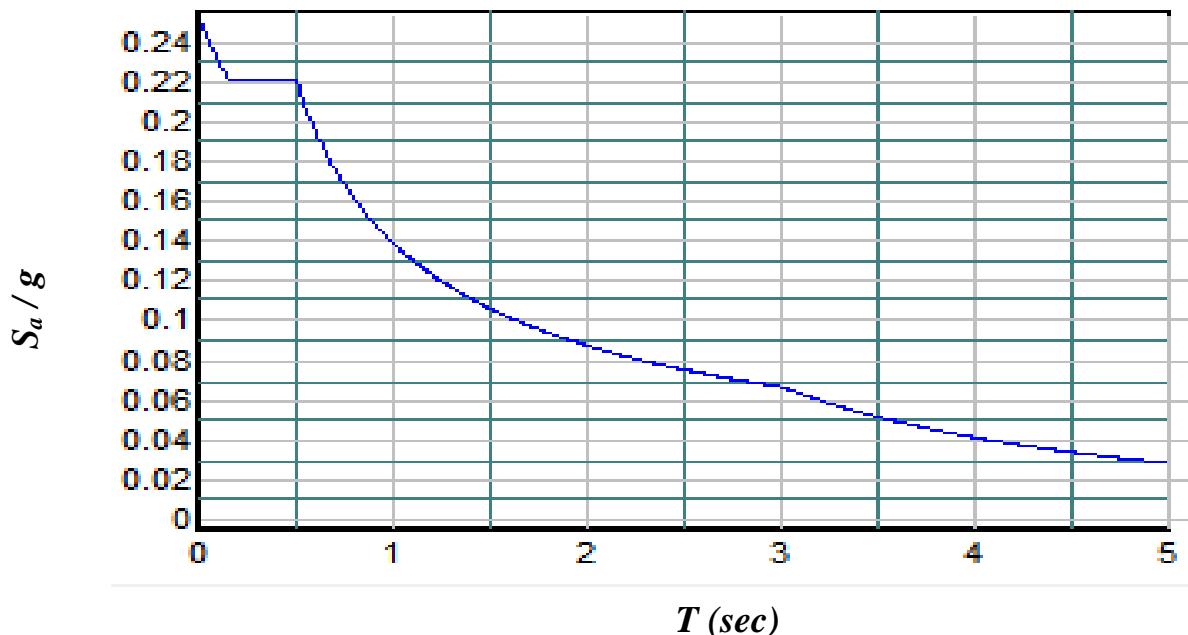


Figure V.6 La courbe de spectre de réponse

V.10 Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la 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 $V_t < 80\% V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0,8 V_s/V_t .

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau V.6 Comparaison entre l'effort statique et dynamique

L'effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	7699.1	8166.079	7668.757	8159.976

Selon X :

$$V \text{ dynamique} = 7668.757 \text{ KN} > 80\% \text{ } V \text{ statique} = 0.8 \times 7699.1 = 6159.28 \text{ KN}$$

Selon Y :

$$V \text{ dynamique} = 8159.976 \text{ KN} > 80\% \text{ } V \text{ statique} = 0.8 \times 8166.079 = 6532.86 \text{ KN}$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« V dynamique > 80% V statique » est vérifié.

VI.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidelement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

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.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

VI.2 Les poteaux :

VI.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

Combinaisons accidentnelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

0,8×G ± E

VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) : Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_s \times f_{cs}} \leq 0,3 \quad \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton

B_c: Section de poteau.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+ Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N _d [KN]	B _c [cm ²]	F _{c28} [MPa]	v ≤ 0,3	Observation
P1	4533,348	80x80	25	0,28	C.V
P2	3868,135	75x75	25	0,27	C.V
P3	3260,773	70x70	25	0,26	C.V
P4	3065,199	65x65	25	0,29	C.V
P5	2347,99	60x60	25	0,26	C.V
P6	2140,635	55x55	25	0,28	C.V
P7	1605,392	50x50	25	0,25	C.V
P8	1225,83	45x45	25	0,24	C.V
P9	977,456	40x40	25	0,24	C.V
P10	808,907	35x35	25	0,26	C.V
P11	637,447	30x30	25	0,28	C.V

VI.2.3 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 :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = V / bd$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \text{RPA 99V2003, P51, §7.4.3.2}$$

Avec :
$$\begin{cases} \bullet \rho_d = 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \bullet \rho_d = 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \text{RPA 99V2003, P71, §7.4.2.2}$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f (\text{Sous-Sol 1}) = 1,9 \text{ m}$$

$$l_f (\text{Sous-Sol 2}) = 2,14 \text{ m}$$

$$l_f (\text{RDC}) = 2,85 \text{ m}$$

$$l_f (\text{étage courant}) = 2,14 \text{ m}$$

Tableau VI.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sous-Sol 1 (80x80) cm²	30,638	0,478	2,375	0,04	1	C.V
Sous-Sol 2 (75x75) cm²	19,850	0,284	2,853	0,04	1	C.V
RDC (70x70) cm²	19,885	0,207	4,07	0,04	1	C.V
1^{ier} étage (70x70) cm²	26,549	0,240	3,05	0,04	1	C.V
2^{ème} étages (65x65) cm²	26,267	0,239	3,29	0,04	1	C.V
3^{ème} étages (65x65) cm²	38,205	0,288	3,29	0,04	1	C.V
4^{ème} étages (60x60) cm²	35,794	0,295	3,56	0,04	1	C.V
5^{ème} étages (60x60) cm²	43,558	0,348	3,56	0,04	1	C.V
6^{ème} étages (55x55) cm²	38,195	0,355	3,89	0,04	1	C.V
7^{ème} étages (55x55) cm²	45,026	0,426	3,89	0,04	1	C.V
8^{ème} étages (50x50) cm²	37,401	0,424	4,28	0,04	1	C.V
9^{ème} étages (50x50) cm²	42,988	0,494	4,28	0,04	1	C.V
10^{ème} étages (45x45) cm²	36,799	0,556	4,75	0,04	1	C.V
11^{ème} étages (45x45) cm²	28,697	0,599	4,75	0,04	1	C.V
12^{ème} étages (40x40) cm²	31,058	0,732	5,35	0,075	1,87	C.V
13^{ème} étages (35x35) cm²	21,058	0,603	6,11	0,075	1,87	C.V
14^{ème} étages (35x35) cm²	21,068	0,752	6,11	0,075	1,87	C.V
15^{ème} étages (35x35) cm²	22,407	0,739	6,11	0,075	1,87	C.V
16^{ème} étages (30x30) cm²	22,674	0,626	6,11	0,075	1,87	C.V

VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Le moment max suivant la combinaison :G+Q+1.2E.
- On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par le SAP 2000.
 - Soit le poteau de Sous-Sol 1 (80 x80) :

Tableau VI.3 Sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée

Poteau	M(KN.M)	N(K.N)	V(K.N)
80 x 80	70,405	4533,348	30,638

$$N = 4533,348 \text{ KN.}$$

$$M = 70,405 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,80 \text{ m} \quad ; \quad d = 0,9 \cdot h = 0,72 \text{ m} \quad ; \quad d' = 0,1 \cdot h = 0,08 \text{ m}.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{70,405 \times 10^{-3}}{4533,348 \times 10^{-3}} \Rightarrow e = 0,0155 \text{ m.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 1,55 + 40 - 8 \Rightarrow e_a = 33,55 \text{ cm.}$$

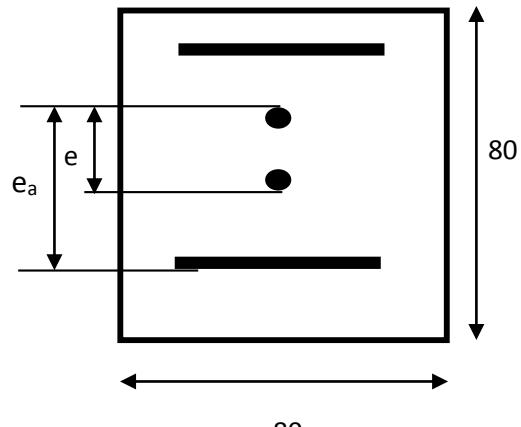
Moment fictive (M_a) :

$$M_a \equiv N \times e_a = 4533.348 \times 10^{-3} \times 0.3355 \rightarrow M_a = 1.52 \text{ MN.m}$$

-1.25 < 1.50

$$\Rightarrow N(d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow C'est v\'erifi\'e .$$

Donc la section est partiellement comprimée. $A_{\text{eff}} = 0$



⊕ Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,52}{0,80 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,258$$

$$\Rightarrow \mu = 0,258 < 0,392 \quad \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,38 \quad ; \quad Z = 0,61 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] \quad \text{d'où} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{(cas accidentel).}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{1,52}{0,38} - 4533,348 \times 10^{-3} \right] = -51,03 \text{ cm}^2.$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferraillage.

Donc on va ferrailler avec A_{min} (RPA 99 V2003).

➤ Les résultats du ferraillage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Ferraillage des poteaux

etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²) Zone courante	A _{cal} (cm ²) <u>SAP</u>	Ferraillge longitudinal	
					Section (cm ²)	choix
Sous-Sol 1	(80x80)	44,80	192	19,20	50,27	16T20
Sous-Sol 2	(75x75)	39,375	168,75	16,875	43,99	14T20
RDC	(70x70)	34,30	147	14,70	37,70	12T20
1^{ier} étage	(70x70)	34,30	147	14,70	37,70	12T20
2^{ème} étages	(65x65)	29,575	126,75	12,675	31,42	10T20
3^{ème} étages	(65x65)	29,575	126,75	12,675	31,42	10T20
4^{ème} étages	(60x60)	25,20	108	10,80	29,15	14T16
5^{ème} étages	(60x60)	25,20	108	10,80	29,15	14T16
6^{ème} étages	(55x55)	21,175	90,75	9,075	24,13	12T16
7^{ème} étages	(55x55)	21,175	90,75	9,075	24,13	12T16
8^{ème} étages	(50x50)	17,50	75	8,189	18,48	12T14
9^{ème} étages	(50x50)	17,50	75	8,189	18,48	12T14
10^{ème} étages	(45x45)	14,175	60,75	6,731	18,48	12T14
11^{ème} étages	(45x45)	14,175	60,75	6,731	18,48	12T14
12^{ème} étages	(40x40)	11,20	48	6,891	13,57	12T12
13^{ème} étages	(35x35)	8,575	48	9,887	12,30	8T14
14^{ème} étages	(35x35)	8,575	36,75	9,887	12,30	8T14
15^{ème} étages	(35x35)	8,575	36,75	9,887	12,30	8T14
16^{ème} étages	(30x30)	6,30	27	8,242	9,05	8T12

VI.2.5 Calcul du ferraillage transversal : (RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Vu : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2.5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a=3.75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e=400$ Mpa.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \dots \text{BAEL 91}$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale (zone I).

$t' \leq 15\Phi$ en zone courante.

donc:

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(12; 15\text{cm}) \\ t' \leq 18\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

- La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{cm} \dots \text{RPA99 V2003; page 49}$$

Tableau VI.5 Longueur de la zone nodale

Niveau	Sous-Sol	Etage courant
h' (cm)	60 cm	60 cm

Les résultats du ferraillage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 La section des armatures transversal des poteaux

Etage	h(cm)	V _u (KN)	λ _g	ρ _a	f _e (Mpa)	t(cm)	t'(cm)	A _t calculer(cm ²)
Sous-Sol 1	80	30,638	2,375	3,75	235	10	15	0,611
Sous-Sol 2	75	19,850	2,853	3,75	235	10	15	0,396
RDC	70	19,885	4,07	3,75	235	10	15	0,397
1^{ier} étage	70	26,549	3,05	3,75	235	10	15	0,529
2^{ème} étages	65	26,267	3,29	3,75	235	10	15	0,523
3^{ème} étages	65	38,205	3,29	3,75	235	10	15	0,762
4^{ème} étages	60	35,794	3,56	3,75	235	10	15	0,713
5^{ème} étages	60	43,558	3,56	3,75	235	10	15	0,868
6^{ème} étages	55	38,195	3,89	3,75	235	10	15	0,761
7^{ème} étages	55	45,026	3,89	3,75	235	10	15	0,898
8^{ème} étages	50	37,401	4,28	3,75	235	10	15	0,746
9^{ème} étages	50	42,988	4,28	3,75	235	10	15	0,857
10^{ème} étages	45	36,799	4,75	3,75	235	10	15	0,734
11^{ème} étages	45	28,697	4,75	3,75	235	10	15	0,572
12^{ème} étages	40	31,058	5,35	2,5	235	10	15	0,619
13^{ème} étages	35	21,058	6,11	2,5	235	10	15	0,420
14^{ème} étages	35	21,068	6,11	2,5	235	10	15	0,420
15^{ème} étages	35	22,407	6,11	2,5	235	10	15	0,446
16^{ème} étages	30	22,674	6,11	2,5	235	10	15	0,452

Tableau VI.7 Ferraillage transversale des poteaux

Niveau	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$		Espacement de Ferraillage transversal	
	$\Phi_t \leq$	choix	t (cm) zone nodale	t' (cm) zone courante
Les 2 Sous-Sol ;RDC ;1,2,3,4,5 ^{ème} Etage	1,6	$\Phi 10$	10	15
6 ^{ème}11 ^{ème} étages	1,280	$\Phi 10$	10	15
12 ^{ème}16 ^{ème} étages	0,857	$\Phi 8$	10	15

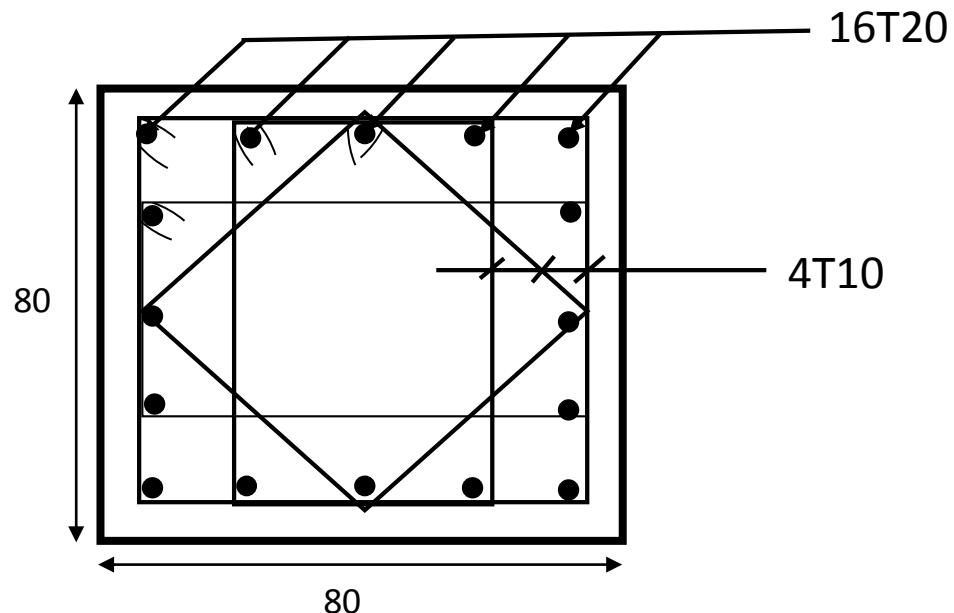


Figure VI.1 Ferraillage des poteaux de Sous-Sol 1 (80x80)

VI.3 Les poutres :

VI.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement par :

- selon BAEL 91 :
E.L.U. : 1,35 G +1,5 Q
- selon le R.P.A 99 : G+Q $\pm E$
0.8G $\pm E$

VI.3.2 Recommandation du RPA99 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 ϕ en zone I.

VI.3.3 Exemple d'étude de la poutre principale

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du RDC.

a-calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.8 Sollicitation de la poutre principale

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{St} (KN.m)	M _{Sa} (KN.m)
30x45	57,20	-114,99	41,51	-83,43

1- Ferraillage en travée

- ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{57,2 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0820.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0820})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,107.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,107)$$

$$\Rightarrow Z = 0,387$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{57,20 \times 10^{-3}}{0,387 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,24 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35 \text{ cm}^2; 1,46 \text{ cm}^2)$$

Donc $4,24 > 1,46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$

- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 41,51 \text{ KN.m}$.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{57,20}{41,51} = 1,37$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,107 < 0,435 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

2- Armatures minimales

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \dots \dots \text{RPA99 V2003; page 52}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

3- Armatures maximales :

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

- ♦ $A_{\max} = 4\% (bxh)$ (Zone courante).
- ♦ $A_{\max} = 6\% (bxh)$ (Zone de recouvrement).
- ♦ $A_{\max} = 4\% (30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2$ (Zone courante).
- ♦ $A_{\max} = 6\% (30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement).

4- Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « $A_{\text{st}} \Rightarrow 3\text{T14}$ » de section **4,62 cm²**.

b- Ferraillage en appui :

- **ELU :**

$$\bullet \quad \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{114,99 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,405)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,164.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,164})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,225$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,225)$$

$$\Rightarrow Z = 0,368$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{\text{st}}} = \frac{114,99 \times 10^{-3}}{0,368 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{\text{st}} = 8,97 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\text{st}} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{st}} \geq \max(1,35 \text{ cm}^2; 1,46 \text{ cm}^2)$$

Donc : $8,97 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2$ **C.V**

- **ELS :**

$M_{\text{Amax}} = 83,43 \text{ kN.m.}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{114,99}{83,43} = 1,37$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,225 < 0,435$$
 **C.V**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'**ELU** convient pour l'**ELS**.

1- Armatures minimales :

$$- A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

2- Choix des Armatures

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T16 + 3T14$ » de section **10,65 cm²**.

c-L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$$s_t \leq \min(h/4, 12\phi 1 \text{ min} ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t \leq h/2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau VI.9 L'espacement des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x45)	11,25	10	22,5	20
(30x40)	10	10	20	20
(30x35)	8,75	7	17,5	15

d-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(h/35, b/10, \phi/\text{min})$$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I).....RPA99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}, \text{alors on adopte: } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{alors on adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 90 \text{ cm} \dots \text{« RPA99 V2003, page 49, fig 7.2 »}$$

Tableau VI.10 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre principale

	Ferraillage calculé (cm ²)	Ferraillage choisi (cm ²)
travée	4,24	3T14 + 3T12 = 8,01
appuis	8,97	3T14 + 3T16 = 10,65

VI.3.4 Exemple d'étude de la poutre secondaire :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire située au plancher du 1 er étage.

a-Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.11 Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{st} (KN.m)	M _{sa} (KN.m)
30x30	2,61	-6,55	1,93	-4,80

1- Ferraillage en travée

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,61 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0084.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0084})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0105.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,0105)$$

$$\Rightarrow Z = 0,268.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2,61 \times 10^{-3}}{0,268 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,279 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(0,9 \text{ cm}^2; 1,44 \text{ cm}^2)$$

$$0,279 < 1,44 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

- ELS :

Le moment maximum en travée $M_{t\max} = 1,93 \text{ KN.m}$.

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{2,61}{1,93} = 1,35$$

$$\Rightarrow \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0105 < 0,425 \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'**ELU** convient pour l'**ELS**.

- Armatures minimales

Selon **RPA99 V2003**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \dots \text{RPA99 V2003; page 52}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2.$$

- Armatures maximales

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

$$\blacklozenge A_{\max} = 4\% (b \times h) \dots \text{(Zone courante).}$$

$$\blacklozenge A_{\max} = 6\% (b \times h) \dots \text{(Zone de recouvrement).}$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Choix des Armatures

Le choix des armatures en travée: « $A_{st} \Rightarrow 3\text{T12}$ » de section **3,39 cm²**.

2- Ferrailage en appui

- ELU

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,55 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0211.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0211})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,026.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,026)$$

$$\Rightarrow Z = 0,267$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6,55 \times 10^{-3}}{0,267 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,7 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(0,9 \text{ cm}^2; 0,97 \text{ cm}^2)$$

$$0,7 < 0,97 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

- **ELS**

$M_{A\max} = 4,8 \text{ kN.m.}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \quad \gamma = \frac{6,55}{4,8} = 1,364$$

$$\Rightarrow \quad \frac{1,364-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,432$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,026 < 0,432 \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'**ELU** convient pour l'**ELS**.

- **Armatures minimales**

- $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2.$

- **Choix des Armatures**

Le choix des armatures en appui: « $A_{st} \Rightarrow 3T14$ » de section **4,62 cm²**.

3-L'espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99 page 53:

$$s_t \leq \min(h/4, 12\phi l \text{ min} ; 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t \leq h/2 \Rightarrow \text{zone courante}$$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Tableau VI.12 L'espacement des armatures transversales

Poutre secondaire	$s_t \leq \text{calculé}$ (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq \text{calculé}$ (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x30)	7,5	7	15	15
(30x35)	8,75	7	17,5	15

4-Diamètre des armatures transversales

$\phi_t \leq \min(h/35, b/10, \phi/\min)$

on prend $\phi_t = \phi 8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 65 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, alors on adopte: $L_r = 50 \text{ cm}$.

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

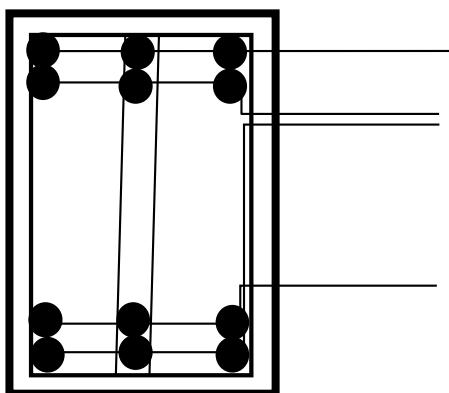
Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$ « **RPA99 V2003, page49, fig7.2** »

Tableau VI.13 Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre secondaire

	Ferraillage calculé (cm^2)	Ferraillage choisi (cm^2)
travée	0,279	3T12 = 3,39
appuis	0,7	3T14 = 4,62

Poutre (30 x 45)



chainage (30 x 30)

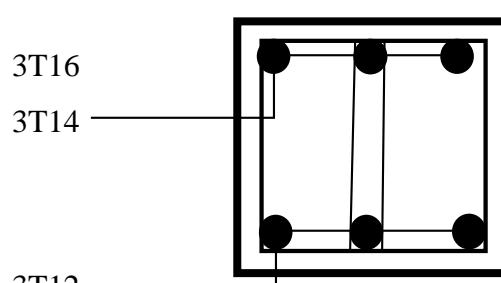


Figure VI.2 Ferraillage des poutres et des chainages

Récapitulatif

Tableau V.14 Ferraillage de poutre principale (30x45)

poutres	niveau	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal		
		A_{min} cm^2	Travée		Appui		ϕ mm	S_t (zone nodale)
			A_{cal} cm^2	choix	A_{cal} cm^2	Choix		
Poutre Principale (30x45)	Sous-Sol 1	6.75	3,78	3T14	7,99	6T14	8	7
	Sous-Sol 2	6.75	4,31	3T14	9,25	3T16+ 3T14	8	7
	RDC	6.75	4,24	3T14+3T12	8,56	6T14	8	7
	1 ^{er} étage	6.75	4,24	3T14	8,98	6T14	8	7
	2 ^{ème} étages	6.75	4,26	3T14	8,56	6T14	8	7
	3 ^{ème} étages	6.75	4,27	3T14	8,97	6T14	8	7
	4 ^{ème} étages	6.75	4,29	3T14	8,96	6T14	8	7
	5 ^{ème} étages	6.75	4,30	3T14	8,96	6T14	8	7
	6 ^{ème} étages	6.75	4,32	3T14	8,95	6T14	8	7
	7 ^{ème} étages	6.75	4,34	3T14	8,94	6T14	8	7
	8 ^{ème} étages	6.75	4,37	3T14	8,91	6T14	8	7
	9 ^{ème} étages	6.75	4,39	3T14	8,89	6T14	8	7
	10 ^{ème} étages	6.75	4,49	3T14	8,79	6T14	8	7
	11 ^{ème} étages	6.75	4,60	5T12	8,64	6T14	8	7
	12 ^{ème} étages	6.75	4,72	5T12	8,73	6T14	8	7
	13 ^{ème} étages	6.75	4,77	5T12	8,48	6T14	8	7
	14 ^{ème} étages	6.75	4,64	5T12	8,63	6T14	8	7
	15 ^{ème} étages	6.75	4,78	5T12	6,75	3T14+ 2T12	8	7
	16 ^{ème} étages	6.75	6,62	3T14+2T12	6,34	3T14+ 2T12	8	7

Tableau V.15 Ferraillage de poutre principale (30x40)

poutres	niveau	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal			
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		ϕ mm	S _t (zone nodale)	
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
Poutre Principale (30x40)	Sous-Sol 1	6	4,37	3T14	5,37	6T12	8	10	20
	Sous-Sol 2	6	6,36	3T14+3T12	9,69	3T16+ 3T14	8	10	20
	RDC	6	3,51	3T14	7,95	3T14+3T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	6	3,67	3T14	7,92	3T14+3T12	8	10	20
	2 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,92	3T14+3T12	8	10	20
	3 ^{ème} étages	6	3,67	3T14	7,92	3T14+3T12	8	10	20
	4 ^{ème} étages	6	3,67	3T14	7,92	3T14+3T12	8	10	20
	5 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	6 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	7 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	8 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	9 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	10 ^{ème} étages	6	3,66	3T14	7,94	3T14+3T12	8	10	20
	11 ^{ème} étages	6	3,67	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	12 ^{ème} étages	6	3,67	3T14	7,93	3T14+3T12	8	10	20
	13 ^{ème} étages	6	3,64	3T14	7,98	3T14+3T12	8	10	20
	14 ^{ème} étages	6	3,68	3T14	7,9	3T14+3T12	8	10	20
	15 ^{ème} étages	6	2,88	3T12	6,37	3T14+3T12	8	10	20

Tableau V.16 Ferraillage de poutre principale (30x35)

poutres	niveau	Ferraillage longitudinal				Ferraillage transversal			
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		ϕ mm	S _t (zone nodale)	
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix		S _t (zone courant)	
Poutre Principale (30x35)	Sous-Sol 1	4,25	4,12	3T14	5	3T14+ 2T12	8	10	20
	Sous-Sol 2	4,25	8,44	6T14	11,05	5T14+ 3T12	8	10	20
	RDC	4,25	4,85	3T14+2T12	9,28	3T16+ 3T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	4,25	4,86	3T14+2T12	8,23	5T16	8	10	20
	2 ^{ème} étages	4,25	4,85	3T14+2T12	8,12	5T16	8	10	20
	3 ^{ème} étages	4,25	4,85	3T14+2T12	8,57	5T16	8	10	20
	4 ^{ème} étages	4,25	4,84	3T14+2T12	8,32	5T16	8	10	20
	5 ^{ème} étages	4,25	4,84	3T14+2T12	18,57	5T16	8	10	20
	6 ^{ème} étages	4,25	4,82	3T14+2T12	8,80	5T16	8	10	20
	7 ^{ème} étages	4,25	4,81	3T14+2T12	8,75	5T16	8	10	20
	8 ^{ème} étages	4,25	4,79	3T14+2T12	8,75	5T16	8	10	20
	9 ^{ème} étages	4,25	4,75	3T14+2T12	8,31	5T16	8	10	20
	10 ^{ème} étages	4,25	4,71	3T14+2T12	8,70	5T16	8	10	20
	11 ^{ème} étages	4,25	4,70	3T14+2T12	8,42	5T16	8	10	20
	12 ^{ème} étages	4,25	4,63	3T14+2T12	8,91	5T16	8	10	20
	13 ^{ème} étages	4,25	4,62	3T14+2T12	8,64	5T16	8	10	20
	14 ^{ème} étages	4,25	4,64	3T14+2T12	8,70	5T16	8	10	20
	15 ^{ème} étages	4,25	3,97	3T14	7,64	3T14+3T12	8	10	20

Tableau V.17 Ferraillage de poutre secondaire (30x35)

poutres	niveau	Ferraillage longitudinal					Ferraillage transversal		
		A_{min} cm ²	Travée		Appui		ϕ mm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
Poutre secondaire (30x35)									
Poutre secondaire (30x35)	Sous-Sol 1	4,25	1,46	3T12	1,46	3T12	8	7	15
	Sous-Sol 2	4,25	1,46	3T12	1,46	3T12	8	7	15
	RDC	4,25	1,46	3T12	2,72	3T12	8	7	15
	1 ^{er} étage	4,25	1,46	3T12	3,31	3T12	8	7	15
	2 ^{ème} étages	4,25	1,52	3T12	4,02	3T14	8	7	15
	3 ^{ème} étages	4,25	1,75	3T12	4,57	3T14	8	7	15
	4 ^{ème} étages	4,25	1,97	3T12	5,17	6T12	8	7	15
	5 ^{ème} étages	4,25	2,14	3T12	5,67	6T12	8	7	15
	6 ^{ème} étages	4,25	2,31	3T12	6,09	6T12	8	7	15
	7 ^{ème} étages	4,25	2,44	3T12	6,39	6T12	8	7	15
	8 ^{ème} étages	4,25	2,50	3T12	6,74	6T12	8	7	15
	9 ^{ème} étages	4,25	2,61	3T12	7,12	3T14+3T12	8	7	15
	10 ^{ème} étages	4,25	2,67	3T12	7,41	3T14+3T12	8	7	15
	11 ^{ème} étages	4,25	2,56	3T12	7,50	3T14+3T12	8	7	15
	12 ^{ème} étages	4,25	2,55	3T12	7,41	3T14+3T12	8	7	15
	13 ^{ème} étages	4,25	2,64	3T12	7,29	3T14+3T12	8	7	15
	14 ^{ème} étages	4,25	2,7	3T12	7,79	3T14+3T12	8	7	15
	15 ^{ème} étages	4,25	2,35	3T12	5,95	6T12	8	7	15

Tableau V.18 Ferraillage de poutre secondaire (30x30)

poutres	niveau	Ferraillage longitudinal					Ferraillage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φ mm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
Poutre secondaire (30x30)	Sous-Sol 1	4,5	1,23	3T12	1,23	3T12	8	7	15
	Sous-Sol 2	4,5	1,23	3T12	1,23	3T12	8	7	15
	RDC	4,5	1,23	3T12	2,36	5T12	8	7	15
	1 ^{er} étage	4,5	1,23	3T12	2,63	5T12	8	7	15
	2 ^{ème} étages	4,5	1,48	3T12	4,59	5T12	8	7	15
	3 ^{ème} étages	4,5	1,53	3T12	4,86	5T12	8	7	15
	4 ^{ème} étages	4,5	1,62	3T12	4,99	5T12	8	7	15
	5 ^{ème} étages	4,5	1,64	3T12	5,14	5T12	8	7	15
	6 ^{ème} étages	4,5	1,68	3T12	5,17	5T12	8	7	15
	7 ^{ème} étages	4,5	1,68	3T12	5,26	5T12	8	7	15
	8 ^{ème} étages	4,5	1,64	3T12	5,14	5T12	8	7	15
	9 ^{ème} étages	4,5	1,61	3T12	5,03	5T12	8	7	15
	10 ^{ème} étages	4,5	1,55	3T12	5,02	5T12	8	7	15
	11 ^{ème} étages	4,5	1,45	3T12	4,70	5T12	8	7	15
	12 ^{ème} étages	4,5	1,33	3T12	4,26	5T12	8	7	15
	13 ^{ème} étages	4,5	1,25	3T12	3,97	5T12	8	7	15
	14 ^{ème} étages	4,5	1,28	3T12	4,00	5T12	8	7	15
	15 ^{ème} étages	4,5	1,23	3T12	2,45	3T12	8	7	15
	16 ^{ème} étages	4,5	1,23	3T12	3,04	3T12	8	7	15

V.4 Les voiles :

V.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. Le ferraillage 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.

V.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).

V.4.3 Calcul des voiles :

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- ✚ Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - ✓ En zone courante 0.10%.
- ✚ L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min(15 \text{ a} ; 30 \text{ cm})$.

5-4-4 : Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,2x1ml).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \text{ fc28 : l'article 7.7.2 RPA 99}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU ET L'ELA

Tableau V.19 Vérification de la contrainte

	$v_{max}(\text{MN/ml})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	observation
Voile 25 cm	0,0313	0,204	5	CV

V.4.5 Détermination des sollicitations

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.

Combinaisons :

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G+Q \pm 1,2 E_x \\ G+Q \pm 1,2 E_y \end{cases}$$

Tableau V.20 Sollicitations dans les voiles

combinasions	$F_{11}(\text{KN})$	$M_{11}(\text{KN.m})$	$F_{22}(\text{KN})$	$M_{22}(\text{KN.m})$
1,35 G +1,5 Q	132,45	13,69		
$G+Q \pm 1,2 E_x$	519,6	12,68	256,16	3,4
$G+Q \pm 1,2 E_y$	462,56	11,55	286,23	3,08

V.4.6 Détermination du ferraillage

Le ferraillage se calcule de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section de $0,25 \times 1\text{ml}$. Il est fait par le logiciel « SOCOTEC »

Espacement

Ferraillage vertical : $S_t \leq \min(15e ; 30 ; 15)$

Ferraillage horizontal : $S_t \leq \min(15e ; 30)$

Tableau V.21 Ferraillage des voiles

ferraillage		Min RPA		A_{st} calculé (cm^2/ml)	A_{st} choisi (cm^2/ml)	St (cm)
VOILE 25 cm	Vertical(Av)	0,007(b.h)	17,5 cm^2/ml	17,84	18,50	12T14
	horizontal(Ah)	$Av/4$	4,375 cm^2/ml	8,97	9,42	12T10
VOILE 20 cm	Vertical(Av)	0,007(b.h)	14 cm^2/ml	12,65	15,40	10T14
	horizontal(Ah)	$Av/4$	3,5 cm^2/ml	7,84	9,42	12T10
VOILE 15 cm	Vertical(Av)	0,007(b.h)	10,5 cm^2/ml	10,97	13,60	12T12
	horizontal(Ah)	$Av/4$	2,625 cm^2/ml	7,48	9,42	12T10

VII.1 Introduction :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII.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 sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas 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 différentielles sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure 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 nécessaire pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VII.3 Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier** général.

VII.3.1 Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature .Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

VII.3.2 Epaisseur du radier :

- h_d : Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

l_{\max} : Distance maximale entre deux files successives $l_{\max} = 6.1m$

D'où $h_d \geq \frac{6.1}{20} \Rightarrow h_d \geq 30.5cm$

- h_n : Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10}$$

D'où $h_n \geq \frac{6.1}{10} \Rightarrow h_n \geq 61cm$

1ere proposition :

$$\begin{cases} h_d = 40cm \\ h_n = 70cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n

2ieme proposition :

$$\begin{cases} h_d = 80cm \\ h_n = 80cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n

3ieme proposition : le choix : $h_d = h_n = 1m$

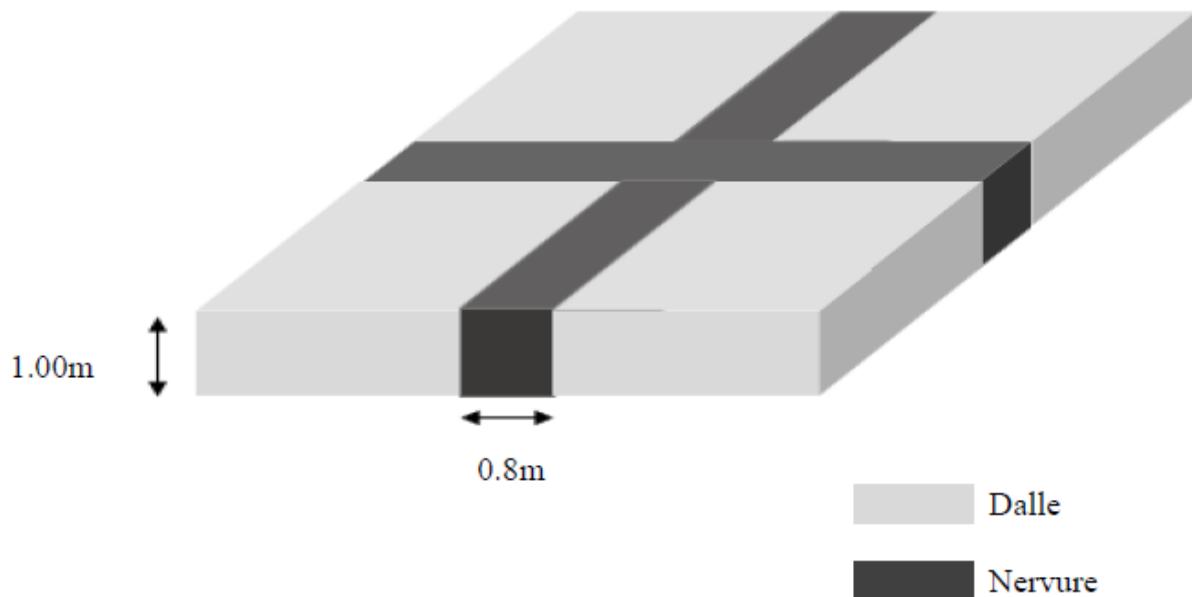


Figure VII.1 Dimension du radier

VII.3.3 Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}$$

On adopte : $D = 1.50\text{m}$

VII.4 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8\text{bars}$ ». la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F}{S_r} ;$$

Avec :

z_{\max} : Déplacement maximum U_z à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$\Rightarrow z_{\max} = 4.75 \times 10^{-3} \text{m.}$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$\Rightarrow K = 3.6 \text{kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

F_z : Réaction totale de la structure à l'**ELS** obtenu par le **SAP2000**

$$\Rightarrow F_z = 171112543KN$$

S_r : Surface du radier.

$$\Rightarrow S_r = 12064m^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{\max} \times K = 4.75 \times 10^{-3} \times 360 = 1.71bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.71bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8bar \dots CV$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{171112543 \times 10^{-2}}{12064} = 1.418bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1.418bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8bar \dots CV$$

VII.5 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000** on a obtenu les résultats suivants :

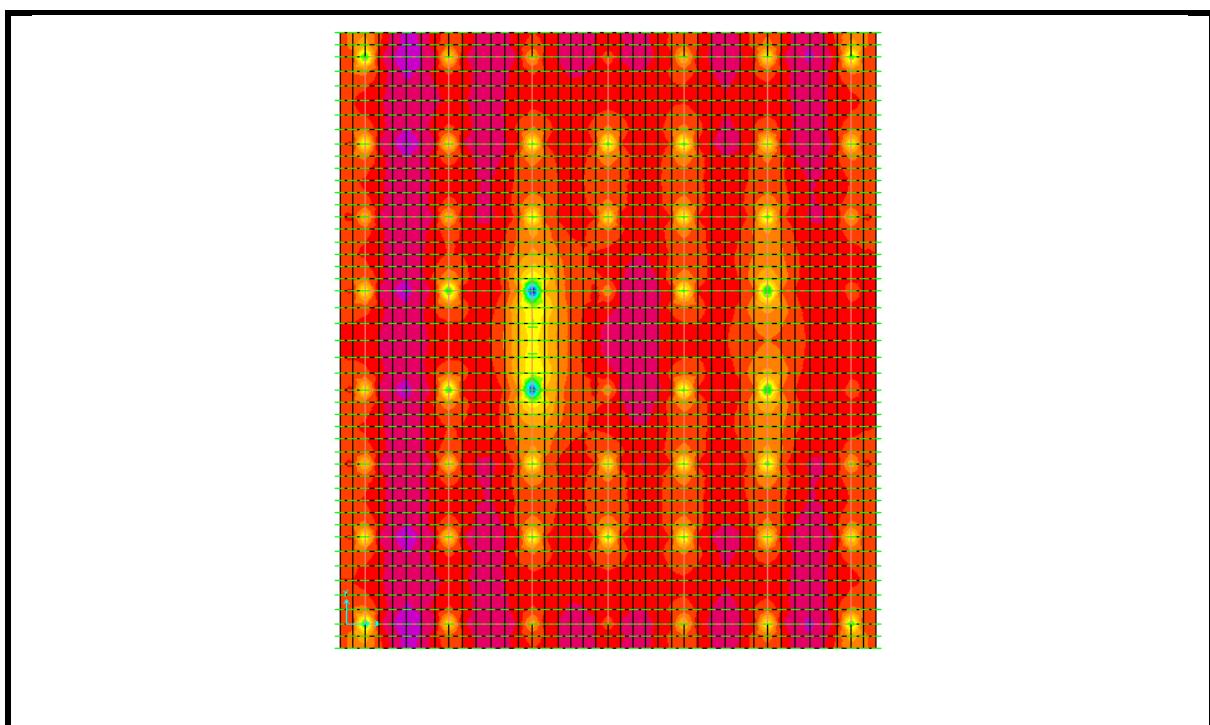


Figure VII.2 Moments M11 a l'ELU

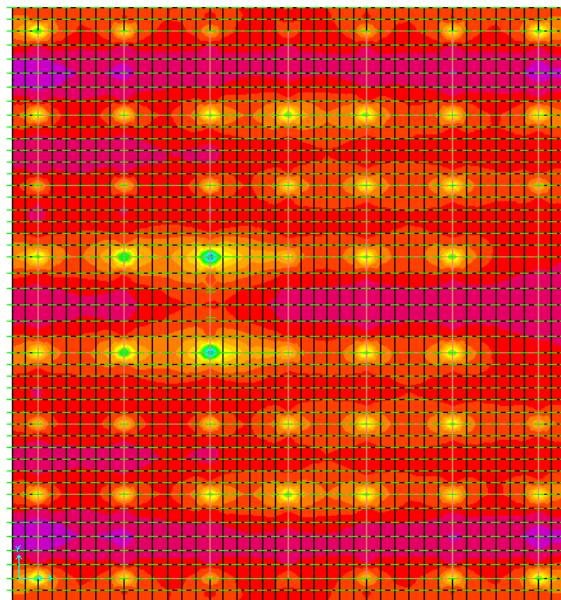


Figure VII.3 Moments M22 a l'ELU

VII.6 Calcul du ferraillage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1.00×1.00) m² et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

VII.6.1 En travée :

➤ Ferraillage suivant Lx :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc.}} = \frac{479.013 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.041$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.881 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st.}} = \frac{479.013 \times 10^{-3}}{0.881 \times 347.82} = 15.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9\text{T}16 = 18.099 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Ferraillage suivant Ly :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc.}} = \frac{548.611 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.047$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.06$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.878m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st.}} = \frac{548.611 \times 10^{-3}}{0.878 \times 347.82} = 17.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9\text{T16} = 18.099 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 10.86 \text{ cm}^2$$

Donc $18.099 \geq 10.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

VII.6.2 Vérification a l'ELS

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ Suivant l_x :

$$M_u = 479,013 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 351,317 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,363$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,363 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,052 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 548,611 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 402,627 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,362$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,362 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,060 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

VII.6.3 En appui :

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferraillage en appui, et on trouve :

$$A_{sx} = 23.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sx} = 9\text{T16} + 9\text{T12} \text{ de section } 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{sy} = 24.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sy} = 9\text{T16} + 9\text{T12} \text{ de section } 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1554 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$

- Calcul de l'espacement

D'après le (BAEL91) : $S_t \leq \text{Min}(0.9 \times d; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(81; 40) \text{ cm}$

VII.7 Calcul de ferraillage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

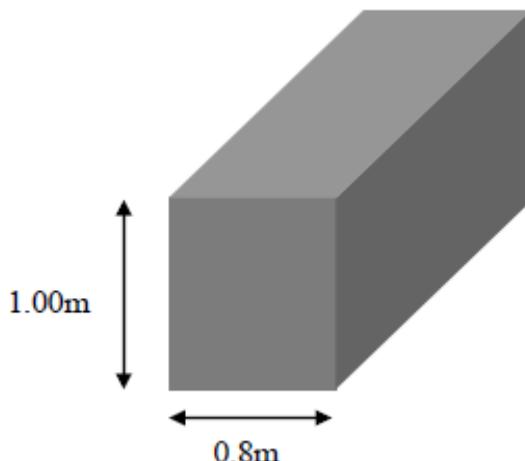


Figure VII.4 Dimension de la nervure

VII.7.1 Ferraillage longitudinal :

A-En travée

➤ Suivant L_x :

Le moment maximum en travée : $M_{t\max} = 338.95 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{338.95 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 0.883 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{338.95 \times 10^{-3}}{0.883 \times 347.82} = 11.03 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_s = 8\text{T12} + 2\text{T14} = 12.11 \text{ cm}^2$

➤ Suivant Ly :

Le moment maximum en travée : $M_{t\max} = 384.84 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{384.84 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.042$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.881 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{384.84 \times 10^{-3}}{0.881 \times 347.82} = 12.55 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_s = 4\text{T14} + 4\text{T16} = 14.19 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

Donc $12.11 \geq 8.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathcal{CV}$

B- En appui

Le moment maximum en appui : $M_{a\max} = 501.35 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{501.35 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.054$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.875 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{501.35 \times 10^{-3}}{0.875 \times 347.82} = 16.47 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_s = 4\text{T14} + 6\text{T16} = 18.216 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq \max(8; 8.69) \text{ cm}^2$$

Donc $18.216 \geq 8.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

VII.7.2 Vérification a l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

A-En travée

➤ Suivant l_x :

$$M_u = 338,95 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 248,59 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,363$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,047 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 384,84 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 282,52 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,362$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,362-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,053 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

A-En appui

$$M_u = 501,35 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 364,47 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,375$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,069 < 0,437 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

VII.7.3 Ferraillage transversal :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1158.39 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9} = 1.608 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa) = 3.33 MPa$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ C.V

➤ Calcul du diamètre des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \text{min}\left(\frac{h}{35}, \phi \text{min}, \frac{b}{10}\right) & \Rightarrow \phi_t &\leq \text{min}\left(\frac{100}{35}, 1,2, \frac{80}{10}\right) \\ & & &\Rightarrow \phi_t \leq \text{min}(2.85, 1,2, 8) \\ & & &\Rightarrow \phi_t = 10 mm \end{aligned}$$

Alors on adopte un choix de : $\phi 10$

➤ Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \text{min}\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \text{min}, 30 cm\right) & \Rightarrow S_t &\leq \text{min}\left(\frac{100}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) \\ & & &\Rightarrow S_t \leq 14.4 cm \end{aligned}$$

- Zone courante

$$\begin{aligned} S'_t &\leq \frac{h}{2} & \Rightarrow S'_t &\leq \frac{100}{2} \\ & & &\Rightarrow S'_t \leq 50 cm \end{aligned}$$

On adopte un choix : $\begin{cases} S_t = 14 cm \\ S'_t = 20 cm \end{cases}$

VIII.1 Introduction :

La conception et la réalisation d'un projet de construction exigent une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet. Les avantages sont les suivants :

- Le planning par ces prévisions sérieuses, reste un excellent instrument de navigation qui permet d'éviter les conflits.
- Il définit la meilleure façon d'atteindre les objectifs ainsi le but final du projet.
- La planification est un outil de prise de décision et un pont de communication entre les différents acteurs du projet.
- Il permet de bien gérer les délais d'exécution et de mettre en cohérence les besoins en matériels, matériaux et la main d'œuvre nécessaire pour l'exécution du projet.
- Il permet au maître d'ouvrage d'assurer le suivi financier au fur et mesure de l'avancement des travaux.

VIII.2 Management de projet :

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités du projet, il permet l'intégration des processus groupés en : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture.

Un manager de projet doit déterminer les exigences, tout en définissant des objectifs clairs et réalisables, en équilibrant les exigences concurrentes de qualité, de contenu, de délai et de cout, et en s'adaptant sur les spécifications, les plans et l'approche aux différentes préoccupations pour attentes des diverses parties permanentes.

VIII.2.1 Projet :

Un projet est défini comme une action unique non récurrente et spécifique. Il est aussi défini par la complexité de ses tâches qui demande et exige des connaissances particulières et nécessite comme ressources certain nombre de groupe ou d'équipe, avec une organisation appropriée.

Un projet a des facteurs principaux qui sont : la performance, le cout et le temps, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé.

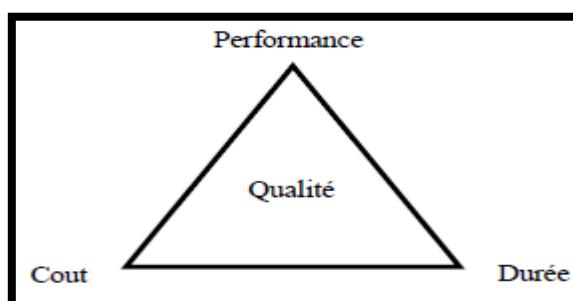


Figure VIII.1 Facteur principal d'un projet

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donner une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

L'ensemble des caractéristiques de notre projet est établi dans le chapitre (I.2) présentation de l'ouvrage.

VIII.2.2 Cycle de vie d'un projet :

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et la fin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet comme indiqué sur la figure :

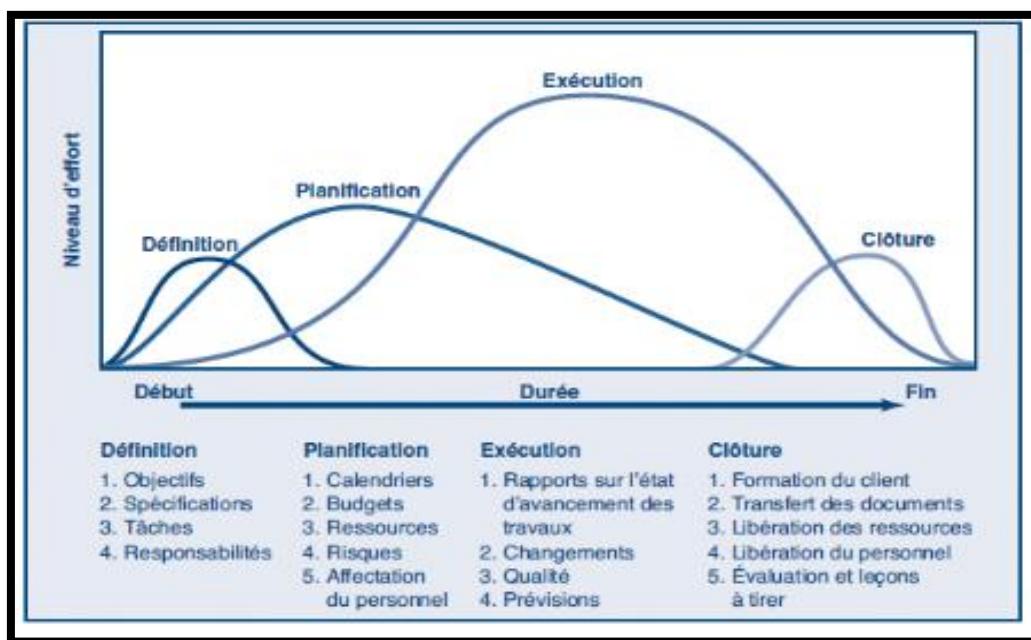


Figure VIII.2 Cycle de vie d'un projet [1]

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, ensuite nous avons entamés une étude de management et d'économie.

VIII.3 Objectifs à atteindre :

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de Fin d'Etude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils a utiliser :

- Préparation du WBS (Works Breakdown Structures) du projet.
- Identification de nos ressources.
- Identifier les tâches.

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2003 comme outil de travail.

VIII.3.1 MS Project :

MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet. Il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts, et les calendriers...

VIII.3.2 Crédit d'un projet sur MS Project :

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

1. Définir le calendrier global.
2. Définir les ressources.
3. Définir les tâches.
4. Organiser l'enchaînement des tâches.
5. Attribuer les ressources aux tâches.
6. Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les états d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
10. Clôturer le projet.

VIII.3.3 Tâches, jalons et livrables :

❖ Une tâche

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat. A chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journée, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Les tâches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

- ✓ **Liaison Fin-Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ **Liaison Fin-Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- ✓ **Liaison Début-Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

❖ Un jalon

Les jalons d'un projet se définissent comme suit :

- Des événements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrables)

Dans le cadre du planning, les jalons limitent le début et la fin de chaque phase et servent de point de synchronisation. Sur les diagrammes de GANTT, les jalons sont représentés par des losanges.

❖ **Un livrable**

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

VIII.4 Ordonnancement et planification :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonner les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Les objectifs du planning sont les suivants :

- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.

VIII.4.1 Le WBS (Works Breakdown Structures) :

WBS est un mode de découpage qui organise et définit la totalité du contenu d'un projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lots de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet. Ce découpage simplifie le projet, mais aussi affecte à chaque lot de travaux un responsable, un code unique.

Cela permet d'améliorer la précision des estimations de cout, de délais et de ressources. Bien qu'il existe de nombreuses façons d'organiser le plan de travail, une pratique courante est le WBS [2].

VIII.4.2 Le diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT est la technique et représentation graphique permettant de renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet. Il peut être aussi utilisé pour surveiller l'avancement d'un projet [3,4].

En ligne, on liste les tâches et en colonne les jours, semaines ou mois. Les tâches sont représentées par des barres dont la longueur est proportionnelle à la durée estimée.

Le diagramme de GANTT de notre propre projet est présenté dans l'annexe C.

VIII.5 Définition des ressources :

VIII.5.1 Les ressources humaines :

Dans notre projet on a huit groupes :

- **Groupe ingénieur** : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
- **Groupe coffreur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferraillage dans le projet.
- **Groupe maçons** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.
- **Groupe électriciens** : qui s'occupe tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.
- **Groupe de plomberie** : qui s'occupe tous ce qui est tâche plomberie dans le projet.
- **Groupe de menuiserie** : qui s'occupe tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.
- **Groupe de peinture** : qui s'occupe tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

VIII.5.2 Les ressources matérielles :

On distingue deux types de ressources matérielles :

➤ **Engins :**

Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :

- Tracteur pour eau
- Pelle hydraulique
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Pompe à injection du béton
- Compacteur
- Chargeur

RQ : Tous ces engins sont loués avec leurs manœuvres.

➤ **Matériaux :**

Quelques ressources matérielles type produit affecté à notre projet sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 les ressources matérielles (Matériaux) du projet

Fer pour ferraillage	Faïence
Béton	Gains d'électricité
Bois pour coffrage	Carrelage granito
Remblai	Plinthe en terre cuite
Brique	Cadre portes et fenêtres
Enduit en ciment	Projecteurs électriques
Zingue	Dalle de sol
Hourdis	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Lampe et douille
Tuile	Fils d'électricité
Tube en béton pour l'eau usée	Feuille de polystyrène
Boites d'interrupteurs	Gravillon roulé

VIII.6 Etude économique :

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

- La durée du projet est de 841 jours de travail.
- Le début du projet est prévu le : 16/2/2013
- La fin du projet est prévu le : 27/6/2015
- Le cout brut du projet est de : 189560754,45 DA.
- Le montant TVA (17%) : 32225328,26 DA.
- Le montant Totale (TTC) : 221786082,70 DA.

VIII.7 La courbe financière :

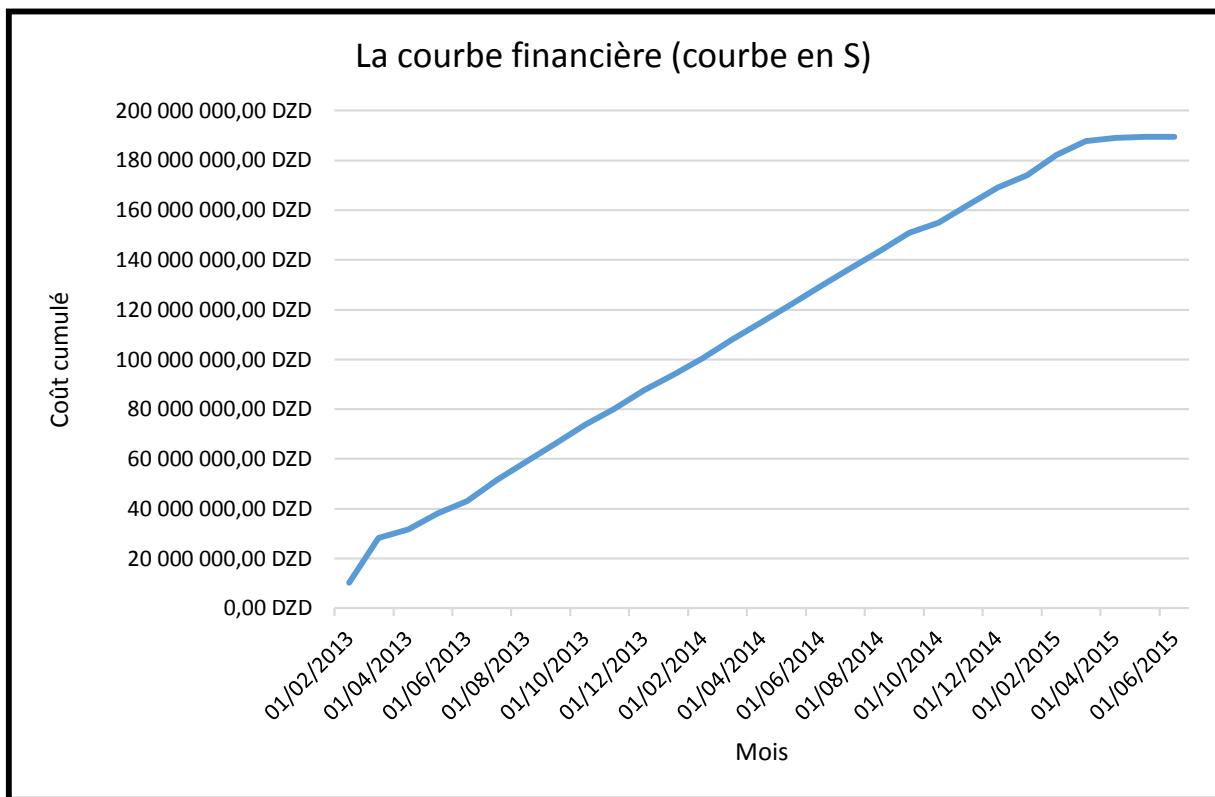


Figure VIII.3. la courbe financière (courbe en S)

VIII.8 Conclusion :

Aujourd’hui, la notion d’économie et de gestion en matière de construction a bien évolué. Il existe plusieurs recherches et travaux qui reposent sur la gestion et la planification d’un projet de construction sur l’aspect économique. Car il existe des dizaines, voire des centaines ou des milliers de projet de construction dans le monde qui ont des dépassements non seulement sur le cout mais aussi sur la durée [5,6].

Grace à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet (MS Project 2003), le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de l’art en gestion de projet.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (SAP2000 ; Auto CAD ; MS Project) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a fait, 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 éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important .

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Lorsque les projets sont simples, composés de quelques activités bien définies, il pourrait être possible de faire l'étude de la construction avec peu de difficulté. Malheureusement, la plupart des projets pour lesquels des plans formels sont établis tendent à être définies avec des dizaines, voire des centaines ou des milliers d'activités. Grâce au management du projet qui dispose d'outils et techniques on obtient un meilleur contrôle des activités qui permettent d'atteindre les objectifs dans le respect des couts et des échéanciers.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

Références bibliographiques

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougin, *Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition* Eyrolles 2000.

[DTR B.C 2.2] *Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.*

[RPA99version 2003] *Règles parafismique Algérienne RPA99 Version 2003.*

[1] Yves Langevin, *Management de projet*, Edition Sylvain Ménard.

[2] A. De Marco, *Project Management for Facility Constructions, A Guide for Engineers and Architects, Chapitre 8*, 2011.

[3] S. Nahmias, *Production and Operations Analysis* (6th ed). McGraw Hill. . (2009).

[4] A .Battersby, *Network analysis for planning and scheduling* (2nd ed.). London : Macmillan. (1967).

[5] B. Flyvbjerg, N.Bruzelius, W. Rothengatter. *Megaprojects and Risk: An Anatomy of Ambition*. Cambridge University Press, Cambridge, UK. 2003.

[6] E. Turban and J.R. Meredith .WBS chart based on the case story “The Sharon Construction Corporation” from Meredith and Mantel (2006).

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a $\{j\}$ jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a $\{j\}$ jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier

d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression

f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

Chapitre I

Présentation du projet

Chapitre II

Descente des charges et prédimensionnement

Chapitre III

Etude des planchers

Rapport d'audit.Com

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

Chapitre V

Evaluation de la réponse sismique de la structure

Chapitre VI

Etude des éléments structuraux

Chapitre VII
Etude de
l'infrastructure

Chapitre VIII

Etude économique

Annexe

“*A*”

Annexe

“B”

Annexe

“C”