



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :

Mémoire de fine d'études
Pour l'obtention du diplôme Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
R+4 avec structure mixte à Khenchela

Réalisé par :

* SAADI Soufian

* MADI Tahar

Dirigé par :

* M. MESSAS Tidjani

Membres de jury :

- Président : MENASRIA Abderrahmane .Dr
- Examineur : KHALFAOUI Mustapha Kamel .MAA
- Rapporteur : MESSAS Tidjani .MAA

Présenté le :/07/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Au terme de ce travail du mémoire de master, les mots justes sont difficiles à trouver pour exprimer nos remerciements, à « Allah » Le tout puissant de nous avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés durant ces longues années d'étude.

Nous tenons particulièrement à remercier notre promoteur et directeur de mémoire Mr le docteur « **MESSAS Tidjani** » pour avoir accepté la charge de nous encadrés. Nous vous remercions pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques, pour votre patience et votre soutien lors de la réalisation de ce travail.

Merci, à ceux et celles qui nous ont aidé d'une façon ou d'une autre, de près ou de loin dans notre travail et dans nos études, nous les remercions du fond du cœur .

MERCI

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à :

 **Mes parents :**

- Ma mère, "**Rima**" qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.
- Mon père, "**Ahmed**" qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.
- Mes frères et ses familles & mes sœurs et ses familles qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.
- Toute ma famille "**SAADI**" sans exception
- **Mes professeurs de mémoire** qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.
- Mes amis et mes frères depuis l'enfance "**AMAR ; HOUSSEM ; HICHEM ; HASSAN**" à qui je leur souhaite de tout mon cœur le succès dans leur vie
- Ma chère binôme "**MADI TAHAR**" qui était pour moi un exemple de persévérance et une étudiante ambitieuse.
- Mes amis et mes camarades spécialement "**NASSIR ; MOURED ; AYMEN ; MOUCHIRA ; SOUHA ; LOUBNA ; DOUNIA**" et **Promo Génie Civil 2019-2021** Avec qui nous avons partagé les plus beaux souvenirs et moments.

SAADI SOUFIAN

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à :

✚ *Mes parents :*

- Ma mère, "**HADDA**" qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.
- Mon père, "**Ahmed**" qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.
- Mes frères et ses familles & mes sœurs et ses familles qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.
- Toute ma famille "**MADI**" sans exception
- **Mes professeurs de mémoire** qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.
- Mes amis et mes frères depuis l'enfance "**AMAR ;HASSAN ; HOUSSEM ; HICHEM**" à qui je leur souhaite de tout mon cœur le succès dans leur vie
- Ma chère binôme "**SAADI SOUFIAN**" qui était pour moi un exemple de persévérance et une étudiante ambitieuse.
- Mes amis et mes camarades spécialement "**NASSIR ; MOURED ; AYMEN ; MOUCHIRA ;SOUHA ;LOUBNA**" et **Promo Génie Civil 2019-2021** Avec qui nous avons partagé les plus beaux souvenirs et moments.

MADI TAHAR

RESUME

Le présent travail a pour but l'étude d'un bâtiment R+4 en béton armé calculé et vérifié selon le BAEL91 et le RPA99V2003.

présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus quatre (04) étages, implanté à lawilaya de KHENCHELA. Cette région est classée zone faible sismicité I selon le RPA99 version 2003.

En se basant sur règlements de calcul et de vérifications du béton armé (CBA 93 et RPA99V2003), cette étude a été menée, selon une démarche cohérente, visant à déterminer les dimensions des sections des différents éléments structuraux (poteau, poutre, voiles) et des éléments secondaires.

Un modèle 3D a été développé à l'aide du logiciel « ROBOT » et qui a permis l'étude dynamique et statique de la structure de l'ouvrage en fournissant les sollicitations dans les différents éléments aussi bien sous l'action des charges statiques que dynamiques.

SOMMAIRE.

Remerciement.....	I
Dédicace 01.....	II
Dédicace 02.....	III
Résumé.....	IV
Liste des Figures.....	V
Liste des Tableau.....	VI
Liste des Notations.....	VII
Introduction Générale.....	VIII
Conclusion.....	XI

CHAPITER I: PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction.....	02
I.2. présentation de l'ouvrage.....	02
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04
I.4. Combinaison de calcul.....	06
I.5. Les règlements utilisés.....	07

CHAPITER II: PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. Généralités.....	09
II.2. Pré dimensionnement.....	09
II.3. Evaluation des charges.....	17
II.4. descente des charges.....	24

CHAPITER III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES:

III.1. Introduction.....	36
III.2. L'acrotère.....	36
III.3. Les balcons.....	36
III.4. Les plancher.....	42
III.5. Les escaliers.....	57

CHAPITER IV: ETUDE SISMIQUE :

IV.1. Introduction.....	71
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique.....	71
IV.3. Modélisation de la structure étudiée.....	71
IV.4. Combinaison d'action.....	72
IV.5. Méthodes de calculs.....	73
IV.6. Résultats de calcul (ROBOT).....	81
IV.7. Distribution verticale de la force sismique.....	83
IV.8. Vérification des méthodes.....	84
IV.9. Calcul des déplacements.....	84

IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	85
IV.11. Vérification au renversement.....	87
IV.12. Conclusion	87

CHAPITER V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction.....	89
V.2. Etude des poutres	89
V.3. Etude des poteaux).....	95
V.4. Etude des voiles	104
V.5. Conclusion	109

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	111
VI.2. Système portique	111
VI.2.1. Le choix de type de fondation	111
VI.2.2. Combinaisons d'actions à considérer	112
VI.2.2. Calcul des semelles.....	112
VI.2.2.1. Calcul de la semelle isolée.....	112
VI.2.2.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle	114
VI.2.3.Calcul de la semelle filante sous voile.....	115
VI.2.3.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X).....	115
VI.2.3.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (Y-Y).....	117
VI.2.4. Les longrines.....	119

LISTE DES FIGURES.

CHAPITER I: PRÉSENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Fig I-1 : planchers corps-creux.	02
Fig. I-2 : : briques creuses.....	03
Fig. I-3 :Diagramme contrainte déformation du Béton.	05
Fig. I-4 : Diagramme contrainte déformation d'acier.	06

CHAPITER II:PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Fig II-1-1:Les poutres principales.....	10
Fig II-1-2:Les poutres secondaires	10
Fig II-1-3:Les poteaux.	11
Fig II-1-4:Les planchers.....	12
Fig II-1-5:Les poutrelles.	13
Fig.II-1-6 : Abaque de nombre et hauteur des marches.....	14
Fig.II-1-7 : Croquet d' acrotère.....	15
FigII-1-8: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche)	16
Fig.II-2-1:Section, transversale d'une poutre.	17
Fig.II-2-2: Schéma d'un poteau.	17
FigII-2-3: Composants d'un plancher terrasse.....	18
FigII-2-4: Composants d'un plancher courant.....	19
Fig.II-2-5:Schéma des murs extérieurs.	20
Fig.II-2-6:Schéma d'un escalier.	22
Fig II-2-7: L'acrotère.....	23
Fig.II-3-1: Croquis d'un poteau de rive (C-2).	24
Fig.II-3-2 : Croquis d'un poteau intermédiaire (E-2).	25
Fig.II-3-3: Croquis d'un poteau d'angle (A-7).....	25

CHAPITERIII:CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES:

Fig III-1: Principe et dimensions de l'acrotère.	36
Fig III-2: Ferrailage de l'acrotère.	39
Fig III-3: Schéma statique et surcharges sur balcon.	39
Fig.III-4: Position des armatures structurelles du balcon.	40
Fig III-5: Schéma de ferrailage de balcon.	42
Tab IV-6: Périodes et facteurs de participation modale système portique.	43
Fig III-6 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres continues à deux travées et plus.....	45
Fig III-7 : Les types des poutrelles(terrasse).	46
Fig III-8 : Les types des poutrelles (étage).....	46
FigIII-09: Schéma statique de la poutrelle type 2.....	53
FigIII-10: Schéma de ferrailage des nervures de plancher terrasse.....	57
FigIII-11: Schéma de ferrailage des nervures plancher étage	57
FigIII-12: Schéma d'escalier	57
FigIII-13: Schéma statique des escaliers	58
FigIII-14: Position des armatures structurelles du palier.....	58

FigIII-15: Chargement des escaliers a L'ELU.....	59
FigIII-16: Diagramme du moment fléchissant a l'ELU.....	60
FigIII-17: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.....	60
FigIII-18: Chargement des escaliers a L'ELS	61
FigIII-19: Diagramme du moment fléchissant a l'ELS	61
FigIII-20: Diagramme des efforts tranchants a l'ELS	62
FigIII-21: Schéma statique et chargement des escaliers	65
FigIII-22: Schéma de ferrailage des escaliers.....	69
FigIII-23: : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	70

CHAPITER IV: ETUDE SISMIQUE :

Fig IV-1: caractéristique de séisme.	71
Fig IV-2:Fig IV-2: Modélisation en 3D de la structure système portique.....	71
Fig IV-3: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique.....	72
Fig IV-4: Position des voiles	79
Fig IV-5: MODE 1 système portique.	82
Fig IV-6: MODE 2 système portique	82
Fig IV-7: MODE 3 système portique	82

CHAPITER V : FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Fig V-1: Ferrailage de poutre principale	94
Fig V-2: Ferrailage de poutre secondaire	95
Fig V-3: Ferrailage des poteaux (40*40).....	103
Fig V-4: diagramme d'une section partiellement comprimée	106
Fig V-5: Schéma de ferrailage du voile	109

CHAPITER VI : FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

Fig VI-1: Semelle isolé.....	112
Fig VI-2: Schéma équivalent d'une semelle isolée	113
Fig VI-3: Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	115
Fig VI-4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.....	118
Fig VI-5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.....	119
Fig VI-6: schéma de Ferrailage des longrines	120

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITER II: PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DESCHARGES

Tab II-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.....	18
Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.....	19
Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.....	20
Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.	21
Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalie.....	21
Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage.	22
Tab II-3-1:Descente des charges d'un poteau d'angle.....	27
Tab II-3-2.Descente des charges d'un poteau de rive.....	29
Tab II-3-3.Descente des charges d'un poteau intermédiaire.	31
Tab II-3-4.Vérification de section pour le poteau.....	31

CHAPITER III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Tab III-1: Moment et l'effort normal.....	37
Tab III-2: Chargement et sollicitations sur le balcon).	40
Tab III-3: Sollicitations Max du plancher terrasse ELU.....	58
TTab III-4: Tableau III.4: Sollicitations Max du plancher etage ELU.....	49
Tab III-5 : Tableau III.5: Sollicitations Max du plancher terrasse ELS.	49
Tab III-6: Sollicitations du plancher étage à l'ELS.	50
Tab III-7 : Sollicitations Max du plancher terrasse	50
Tab III-8: : Chargements sur l'escalier.....	58
Tab III-9 : Moments des escaliers aux états limitent.	61
Tab III-10: Récapitulatif des ferrailages.....	65

CHAPITERIV:ETUDESISMIQUE:

Tab IV-1 Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.	74
Tab IV-2: Caractéristique dynamique de la structure de la variante 1.	75
Tab IV-3 Poids de chaque étage de la structure.....	79
Tab IV-4: Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.	80
Tab IV-5: Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.	81
Tab IV-6: Périodes et facteurs de participation modale système portique.	81
Tab IV-7: Les valeurs des efforts de la variante 1.....	83
Tab IV-8: L'effort tranchant à la base variante 1.	84
Tab IV-9: Vérification des déplacements dans le sans x-x système portique.	85
Tab IV-10: Vérification des déplacements dans le sens y-y système portique l.	85
Tab IV-11: Vérification des effets (P- Δ) sans x-x système portique.....	86
Tab IV-12: Vérification des effets (P- Δ) sans y-y système portique.....	8

CHAPITER V : FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS :

Tab V-1 : Sollicitations des poutres.....	93
Tab V-2 : Récapitulatif de vérification.	95

Tab V-3 : Les barres choisies pour les poutres.....	97
Tab V-4: Récapitulatif de vérification à ELS.....	97
Tab V-5 : Sollicitations des poteaux (35*35.....	101
ab V-6: Sollicitations des poteaux (40*40.....	101
Tab V-7: Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40*40.....	105
Tab V-8: Vérification des contraintes des poteaux (40*40.....	106
Tab V-9: Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens....	108
Tab V-10: conclusion de ferrailages pour des éléments principaux.....	112

LISTE DES SYMBOLES

A: Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
As : Section d'armatures.
 \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
Q : Charge d'exploitation.
G : Charge permanente.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 ξ : Déformation relative.
G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
Tu : Effort tranchant ultime.
St : Espacement.
 λ : Elancement.
e : Epaisseur, Indice des vides.
F : Force concentrée.
f : Flèche.
f: Flèche admissible.
 σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier
E : module de Young.
 μ : Coefficient de poisson.
E_{ij} : Module de déformation instantanée.
E_{vj} : Module de déformation différée.
F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à (j)jours d'age.
Y : Position de l'axe neutre.
MPa : Méga pascal.
RDC: Rez de chaussée.
H A: Haute adhérence.
B A: Béton armé.
B A E L: Béton armé aux états limite.
E.N.A:Entreprise nationale des ascenseurs

INTRODUCTION

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

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

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003, CBA 93) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'étude de cette structure consiste à étudier le côté technique c'est-à-dire faire un pré dimensionnement judicieux, étudier tous les éléments composant cette structure, faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel ROBOT.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays du fait que la majorité des ouvrages sont construits en B A, Il constitue une branche de G.C qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet a étudié consiste en un bâtiment usage d'habitations , composé d'un rez-de-chaussée plus 4 étages , comportant en chaque niveau deux (2) (F3) implantés a kenchela wilaya de kenchela , considérée comme une zone de faible sismicité (zone I) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

I.2.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Description de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

Les dimensions en élévations :

Hauteur totale du bâtiment..... (sans acrotère) H= 15 m

Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... = 15.5 m

Hauteur du RDC= 3 m

Hauteur des étages= 3 m

Les dimensions en plans :

Longueur en planLx = 30.5 m

Largeur en planLy = 18.10 m

I.2.2 Conception de la structure :

Ossature de l'ouvrage :

La structure a ossature en béton armé leur système de contreventement mixte est constitué par les voiles et des portiques avec justification d'interaction portique – voiles , pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales .

I.2.3 Ossature et système constructif adopté :

I.2.3.1 Planchers :

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher a corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse en forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

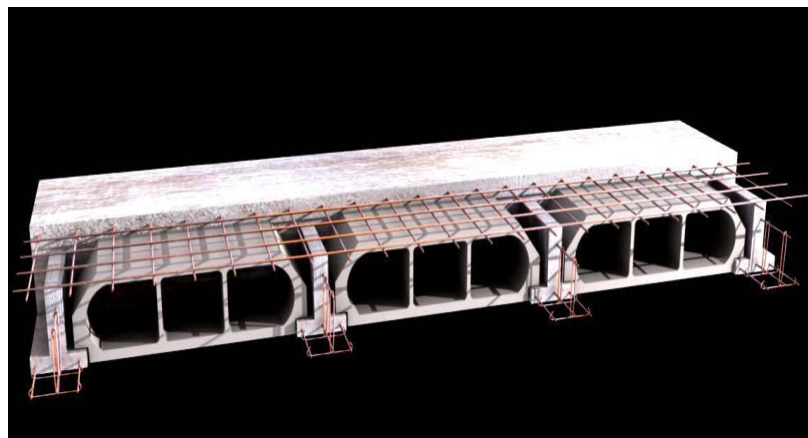


Figure I.1: Plancher à corps creux.

I.2.3.2 Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm et l'épaisseur de 10 cm.

I.2.3.3 Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de la construction contre les actions horizontales telles que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela des :

Voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.

Portiques constitués par des poteaux et des poutres.

I.2.3.4 Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

I.2.3.5 Balcons :

Dans notre structure les balcons sont représentés par une forme rectangulaire et ils sont faits par des dalles pleines.

I.2.3.6 Maçonnerie :

Elle se compose d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

Les murs de façade sont en double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15+10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

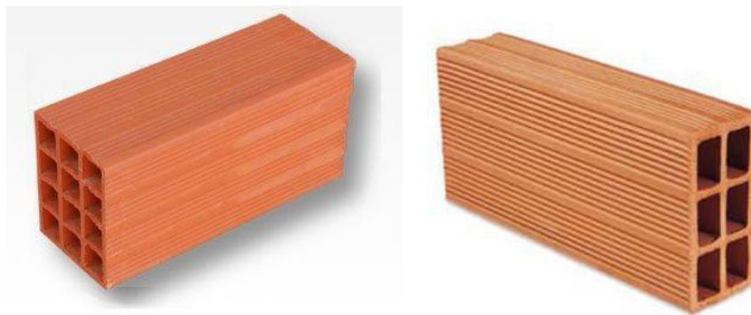


Figure I.2 : briques creuses.

I.2.3.7 Revêtement :

1. Enduit en plâtre et en ciment pour les murs et les plafonds.
2. Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.2.3.8 Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique. Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.2.3.9 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide du corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose ce dernier.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction. . Ce dernier sera conforme aux règles (BAEL91 et le RPA99 version 2003).

- **Résistance caractéristique :**

La résistance à la compression est égale à la rupture du béton par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section

Compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ « pour $j = 28$ jours ».

Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Module instantané : La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours) : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $E_{tj} = 32164,2 \text{ MPa}$.

Module différé : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{tj} = 10818,86 \text{ MPa}$

- **Module de déformation transversale :**

D'après le (BAEL 91) on a :

$$G = E \times 2 (1 + \nu)$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Le Coefficient de poisson est le rapport entre la déformation Relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

- **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

a. Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R » :

Il correspond à la limite soit :

De la perte d'équilibre statique (basculement)

De la perte de stabilité de forme (flambement)

De la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ cas de situations accidentelles, $1,5$ cas de situations durables transitoires.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

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

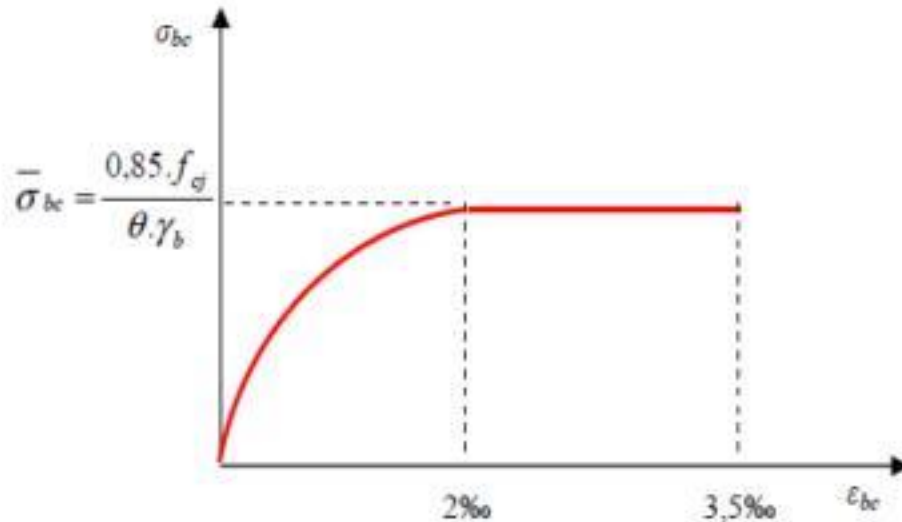


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du Béton.

b. Etat Limite Service « E.L.S » :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

I.3.2 les aciers:

L'armature en acier a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froid.

• **Type d'acier utilisé :**

- Barres lissesFeE235
- Barres à haute adhérenceFeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence.....FeE520

• **Contrainte de calcul d'acier :**

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

a. Etat Limite Ultime « E.L.U » (C.B.A 93 A.4.3.2) :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_s = 1$ (SA).

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

$$\epsilon_L = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.73 \text{‰}$$

Si :

$$\epsilon_L < \epsilon_s \rightarrow \bar{\sigma}_s = \epsilon_s \times E_s \rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.862 \text{ MPa}$$

$$\alpha L = \frac{3.5}{3.5 \times 1.739} = 0.668$$

$$\mu L = 0.8 \times \alpha L (1 - 0.4 \alpha L) = 0.329$$

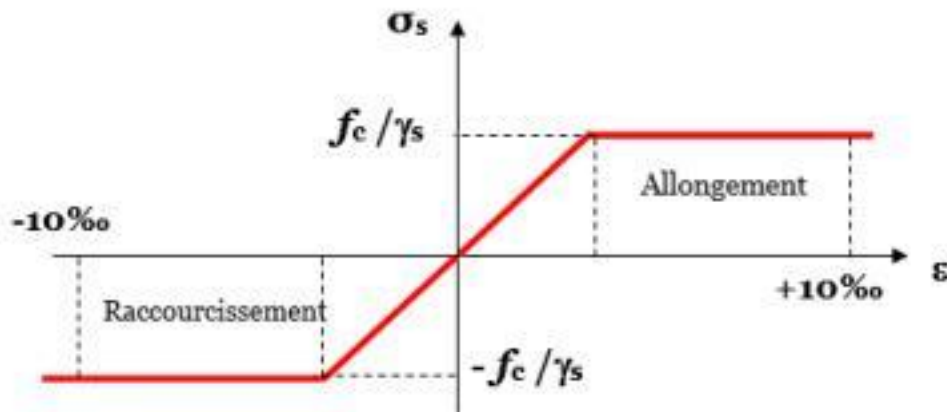


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

b. Etat limite service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} 1.0 & \text{pour rond lisse.} \\ 1.6 & \text{pour Haute adhérence.} \end{cases}$$

• Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons nous assurer que l'enrobage « c » des armatures vérifie :

$c \geq 5\text{cm}$ → les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

$c \geq 3\text{cm}$ → les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)

$c > 1\text{cm}$ → les parois situées dans les locaux condensés.

I.4 Combinaison de calcul :

Pour les situations durables : $P1 = 1,35 G + 1,5 Q$

Pour les situations accidentelles « séisme, choc... » :

$$P2 = G + Q \pm E$$

$$P4 = 0,8 G \pm E$$

Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q$$

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : L'effort de séisme

I.5 Les règlements utilisés :

Dans Notre étude on a utilisé les règlements suivants

B.A.E.L 91 Modifié 99

R.P.A 99 Version2003

C.B.A 93

Autres D.T.R.

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente des charges

II-1-PREDIMENSIONNEMENT**II.1.1. Généralités :**

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93 et B.A.E.L 91mod 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment:

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles
- Les escaliers

II.1.2. Les Poutres :

Selon le règlement B.A.E.L 91mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10.$$

$$ht/2 \leq b \leq ht.2/3$$

ht : hauteur totale de la section de la poutre

b : largeur de la section de la poutre.

L : la longueur de la plus grande portée entre deux appuis.

II.1.2.1) Les Poutres Principales:

$$L_{maxy} = 4.25m = 425cm.$$

$$\text{On a : } 425/15 \leq ht \leq 425/10 \Rightarrow 28.33cm \leq ht \leq 42.5cm.$$

On adopte $ht = 40cm$.

$$\text{Donc } b \geq (40/2 ; 40 \times 2/3) \Rightarrow b \geq (20 ; 26,66)cm.$$

On adopte $b = 30 cm$.

D'après L' R.P.A 99 version 2003 la condition suivante doit être vérifiée.

Zone sismique I.

1- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20$condition vérifiée.

2- $ht \geq 30cm \Rightarrow 40cm > 30cm$condition vérifiée.

3- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 40/30 = 1.33 \leq 3$condition vérifiée

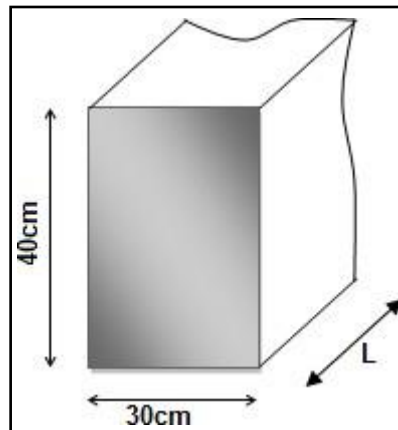


Fig II-1-1:Les poutres principales.

II.1.2.2. Les Poutres Secondaires :

$L_{max} = 3,85m = 385cm.$

On a : $385/15 \leq ht \leq 385/10 \Rightarrow 25,66cm \leq ht \leq 39cm.$ On adopte $ht = 35cm.$

Donc $b \geq (35/2 ; 35.2/3) \Rightarrow b \geq (17.5 ; 23.33) cm.$

On adopte $b = 30cm.$

D'après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivantes doivent être vérifiées pour la zone sismique I.

- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20cm \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $ht \geq 30cm \Rightarrow 35cm \geq 30cm \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $1/3 \leq h/b \leq 3 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 35/30 = 1.16 \leq 3 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

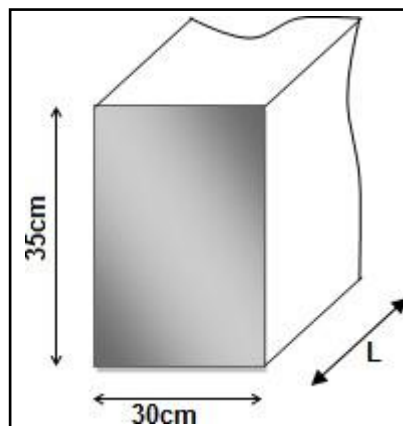


Fig II-1-2:Les poutres secondaires

I.1.3. Les Poteaux :

La section d'un poteau doit respecter la condition suivant : selon l'article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mod 99

$$\lambda = \frac{lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie. B : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3} \times 0,707 \times h_e}{50}$$

he : hauteur d'étage = 3.00 m.

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3,00}{50} = 0,146 \text{ m} = 14,6 \text{ cm}$$

On adopte h=35 cm.

$$b = \frac{0,707 \times 3,00 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,146 \text{ m}$$

On adopte b = 35cm.

La section de poteau adoptée est (b.h) = (35x 35) cm² d'après la condition donnée par l'R.P.A 99version 2003. Zone sismique I

- Min (b ;h) ≥ 25 cm => min (35 x 35) > 25 cm..... condition vérifiée.
- Min (b ;h) ≥ he / 20 => min (35 x 35) ≥ 0,17 m..... condition vérifiée.
- 1 / 4 ≤ b / h ≤ 3 => 1 / 4 < 35/ 35 < 3..... condition vérifiée

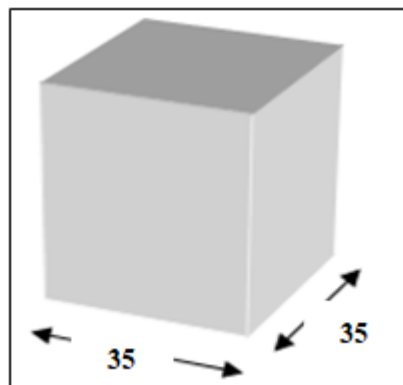


Fig II-1-3:Les poteaux.

II.1.4. Les planchers :

D'après les règles B.A.E.L 91 mod 99 on doit vérifier la condition de la flèche $ht / L \geq 1 / 22,5$

avec :

ht : la hauteur maximale de la section du plancher.

h : la plus grande portée de la poutrelle.

$L_{max} = 3.90 \text{ m. (entre nus)}$.

$$ht / L \geq 1 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 390 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 18 \text{ cm.}$$

Donc on adopte $ht = 20 \text{ cm}$.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm

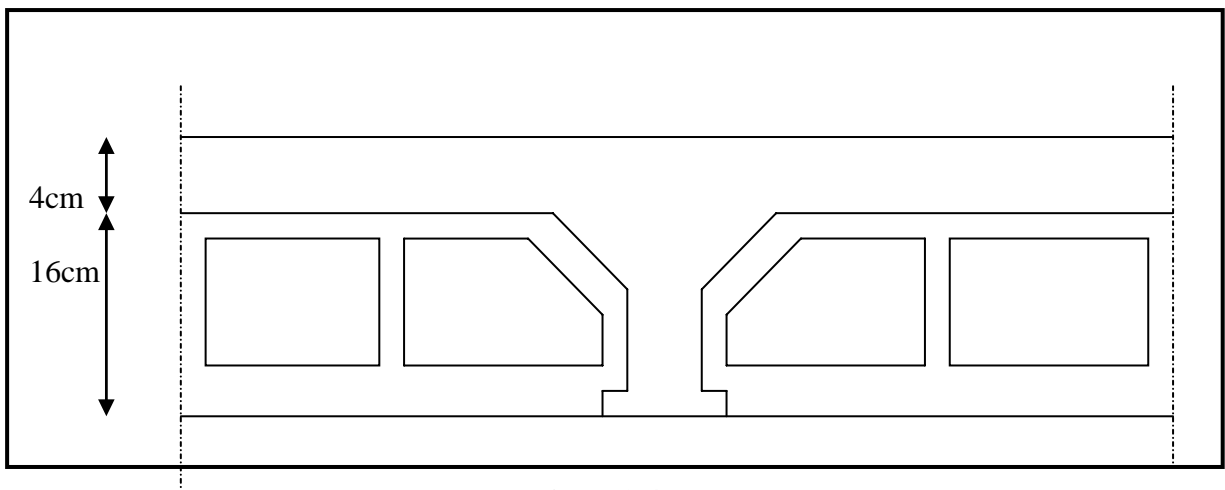


Fig II-1-4: Les planchers

II.1.5. Poutrelle :

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 ht ; 0,4 ht]$ avec $ht = 20 \text{ cm}$.

$b_0 \geq [6 ; 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b_1 \geq \min[L_1 - b_0 / 2 ; L_{max} / 10]$$

tel que :

L_1 : la distance entre deux nervures $\Rightarrow l_1 = 55 + b_0 = 65 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 350/10] = \min (27,5 ; 35) \text{ cm}$; on adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

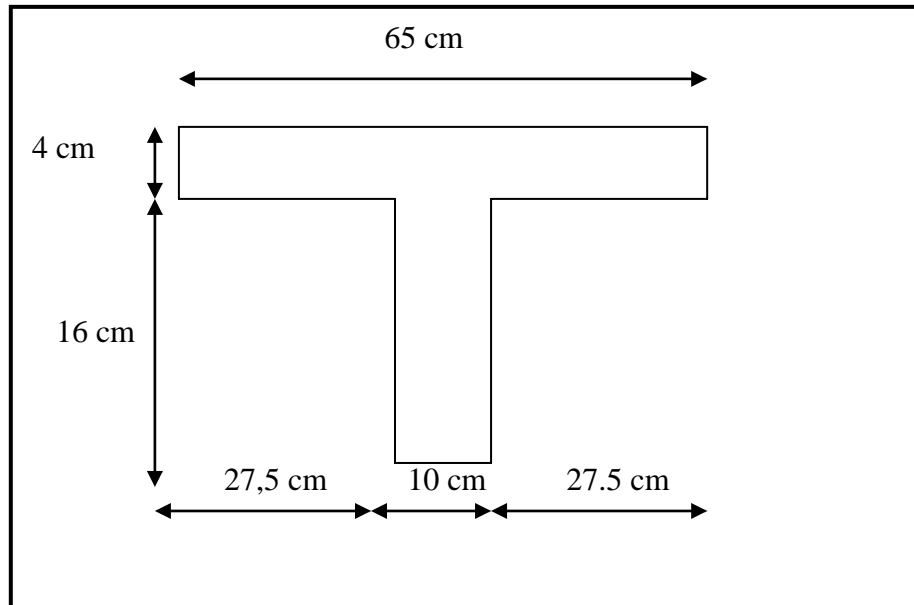


Fig II-1-5:Les poutrelles.

II.1.5. Les escaliers :

A/ Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux déferents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p$: l'amplitude du pas

B/Pré dimensionnement :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

h varie de 14 cm à 20 cm.

g varie de 22 cm à 33 cm

étage courant :

Hauteur d'étage.....he = 3.00 m.

Giron..... g = 26cm

On a: $14, 5 < h < 18$

Pour h=17cm on aura 9 marches par volée. La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) = 26(9-1) = 208 \text{ cm} = 2.08$$

L'inclinaison de la paillese :

$$\text{tg}\alpha = 170/208 \quad \text{donc } \alpha = 39.26^\circ$$

La longueur de la paillese est :

$$L = h/\sin\alpha \quad L = 170/0.633 = 2.69 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad \text{donc } 8.9 < e < 13.45$$

On prend comme épaisseur : **e = 13cm.**

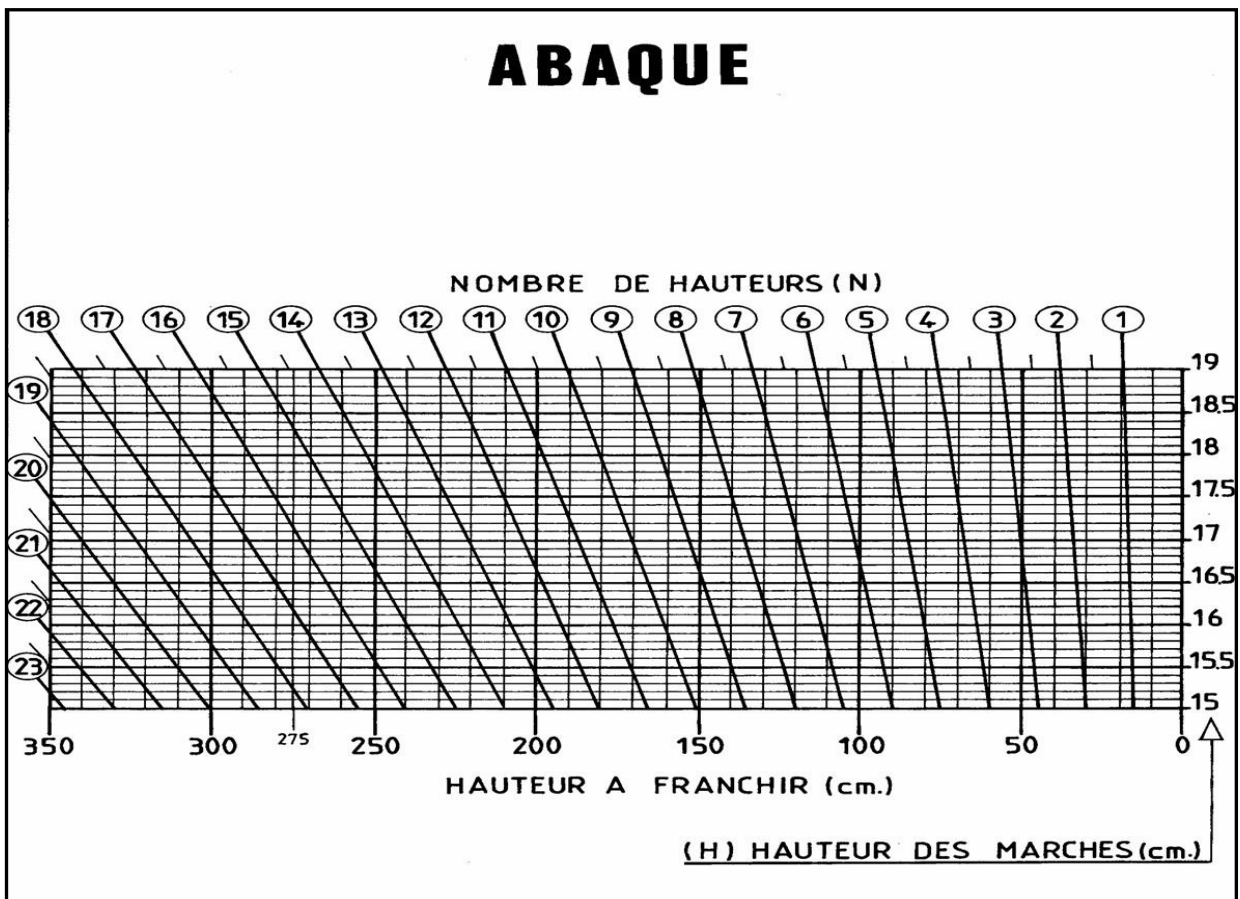
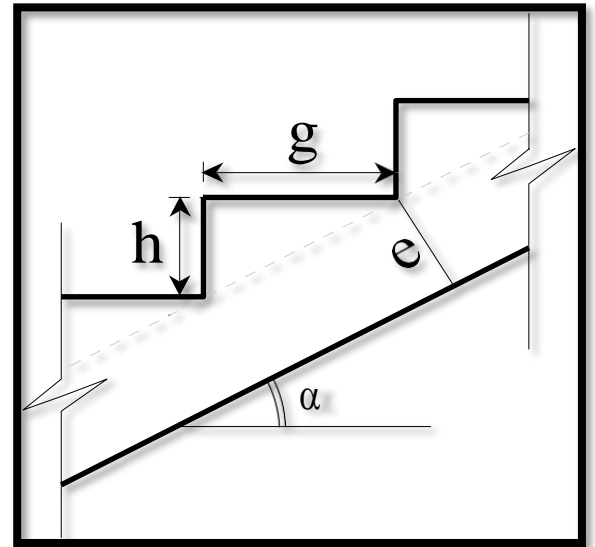


Fig.II-1-6 : Abaque de nombre et hauteur des marches

II.1.6. Les balcons (les consoles) :

A/ Définition :

Notre balcon est considéré comme une dalle pleine, on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité .

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

B/Pré dimensionnement :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad L = 125\text{cm}$$

$$h \geq \frac{125}{10} = 12.5\text{cm}$$

Donc on adopte h= 15cm selon la RPA à résistance de flamme

II.1.7. Acrotère:

-Pré dimensionnement et évaluation des charges :

$$S = \frac{(0.60 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1)}{2} = 0.07 \text{ m}^2.$$

$$G = 0.07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}$$

$$G = 1.75 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.90 \text{ KN/m}$$

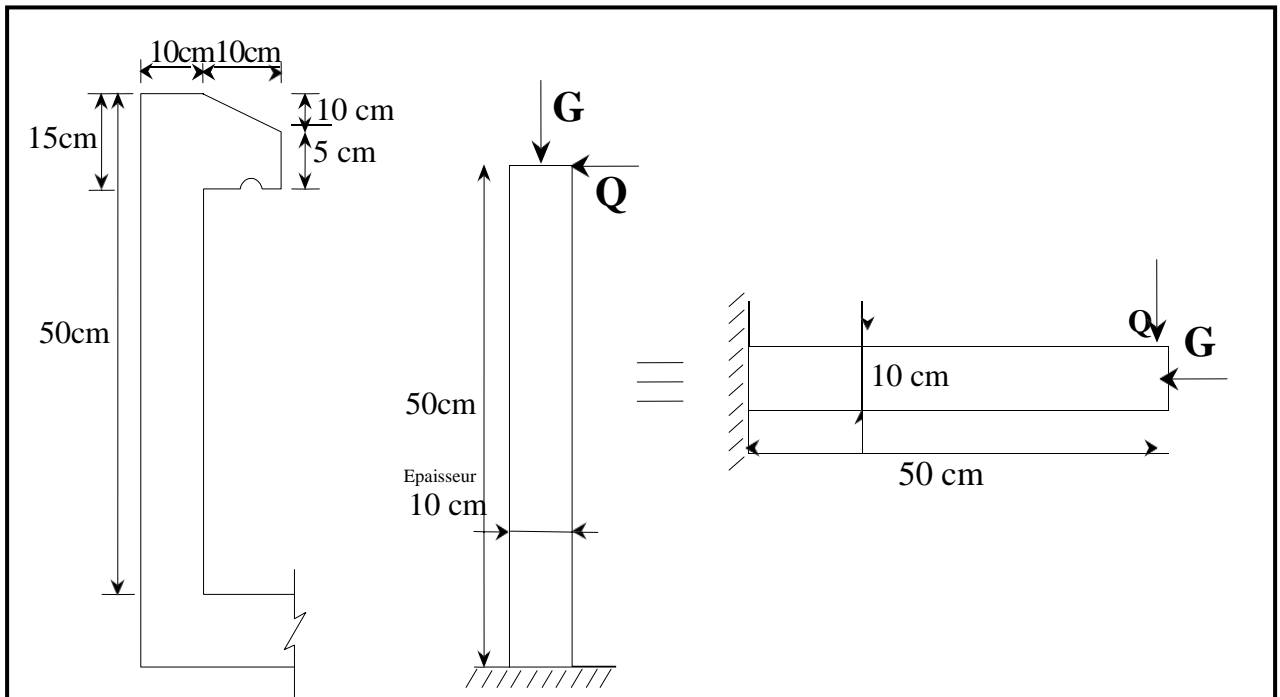
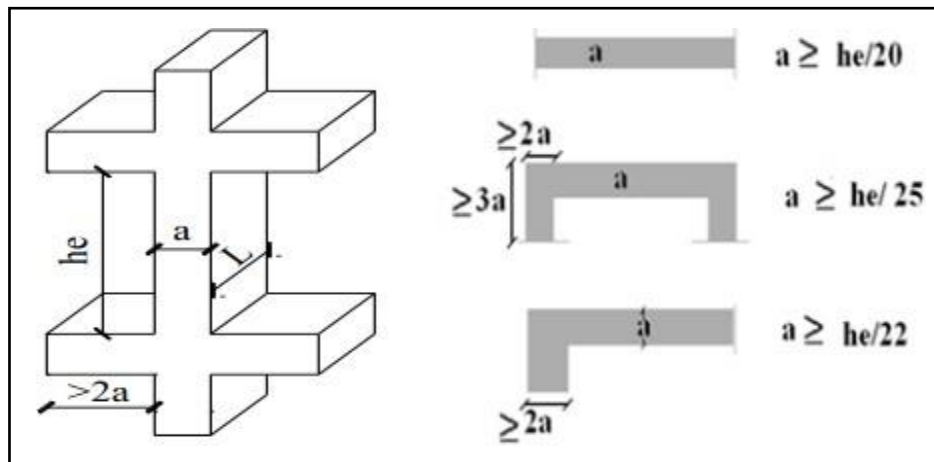


Fig.II-1-7 : Croquet d'acrotère

III.1.8. Les voiles :



FigII-1-8: Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec

- L : Porté du voile.
- e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

À partir de la hauteur d'étage $h=3.00$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes : $a \geq \text{Max}(15\text{cm}; h_e/20)$.

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.00 - 0.40 = 2.6$ m (hauteurs libres).

Alors : $a \geq \text{max}(15; 13)$

On adopte une épaisseur des voiles : **a=16m.**

II-2-EVALUATION DES CHARGES :**II.2.1.Les poutres :****A/ Poids des poutres principales :**

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ ml}$$

$$\boxed{G = 3.00 \text{ KN/ ml}}$$

B/ Poids des poutres secondaires :

$$b \times h \times 25.$$

$$0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.63 \text{ KN / ml}$$

$$\boxed{G = 2.63 \text{ KN / ml}}$$

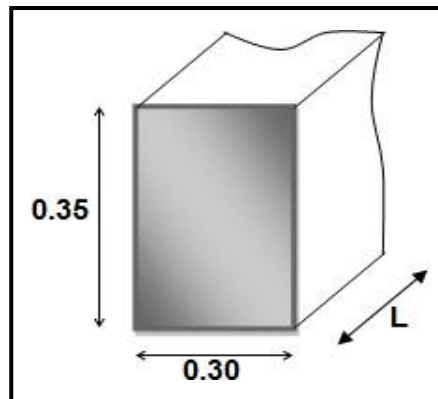


Fig.II-2-1:Section, transversale d'une poutre.

II.2.2. Poids des poteaux :

$$a \times b \times 25.$$

$$0,35 \times 0,35 \times 25 = 3.06 \text{ KN / ml.}$$

$$\boxed{G = 3.06 \text{ KN / ml}}$$

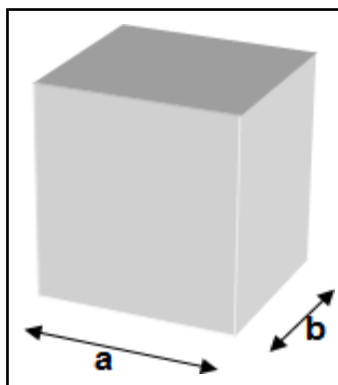


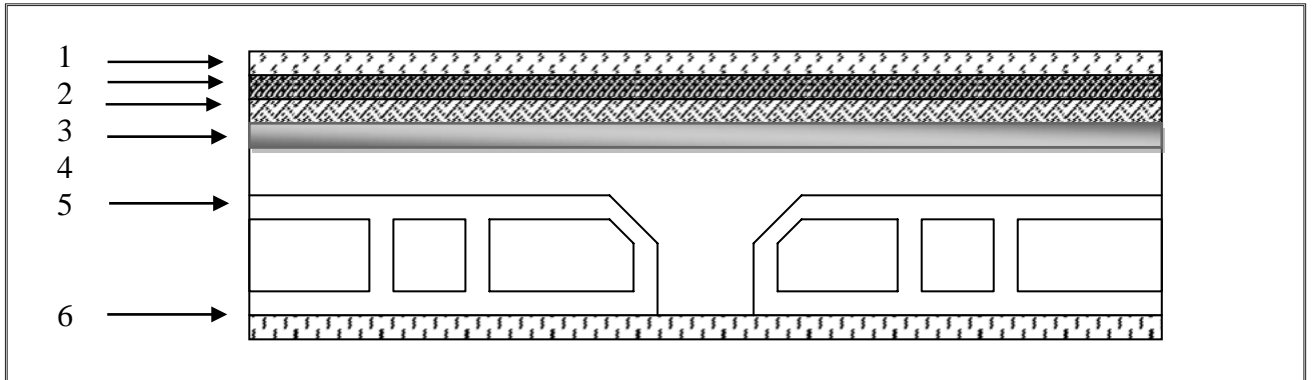
Fig.II-2-2: Schéma d'un poteau

II2.3. Les planchers :

A / Plancher terrasse :

il se trouve en contact avec une bonne étanchéité.

1. Gravillon (protection hydrostatique).
2. Etanchéité multicouche.
3. Polystyrène expansé.
4. Béton (Forme de la pente de 1,5 %).
5. hourdis corps – creux (16 + 4).
6. Enduit de plâtre.



FigII-2-3: composants d'un plancher terrasse.

Charges permanentes plancher terrasse :

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>(kN/m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m²)</i>
<i>1</i>	<i>Gravillon roulé</i>	<i>0,045</i>	<i>20</i>	<i>0,9</i>
<i>2</i>	<i>Etanchéité</i>	<i>0,02</i>	<i>6</i>	<i>0,12</i>
<i>4</i>	<i>Forme de pente en Béton</i>	<i>0,10</i>	<i>22</i>	<i>2,20</i>
<i>6</i>	<i>Isolation thermique (liège)-(polystyrène)</i>	<i>0,04</i>	<i>4</i>	<i>0,16</i>
<i>8</i>	<i>Plancher en corps creux (16+4)</i>	<i>0,20</i>	<i>/</i>	<i>2,85</i>
<i>9</i>	<i>Enduit plâtre</i>	<i>0,02</i>	<i>10</i>	<i>0,20</i>
<i>G totale</i>				<i>6,43</i>

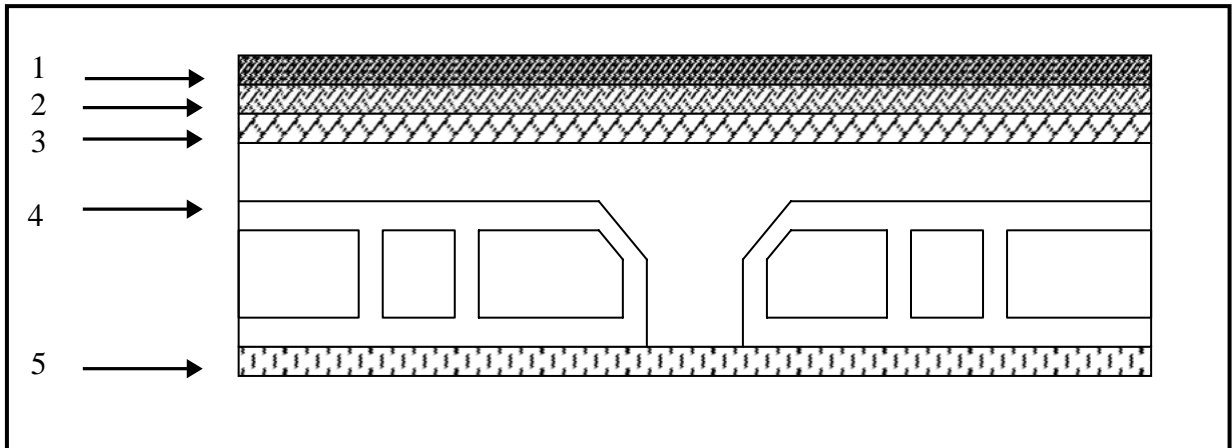
$G = 6.43 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2$

TabII-2-1: Charge permanente du plancher terrasse.

B/ Plancher étage courant :

1. Carrelage.
2. Mortier de ciment.
3. Couche de sable.
4. Corps – creux (16 + 4).
5. Enduit de plâtre



FigII-2-4: composants d'un plancher courant

Charge permanente :

$G = 5.25 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}$

N	Composants	Épaisseur (m)	ρ (kN / m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	cloison en brique creuse + enduit sur les 2 faces	0,10+ (2x0,02)	/	1.00
G				5,25

Tab II-2-2: Charge permanente du plancher courant.

II.2.4. Poids propre des murs extérieurs :

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creux dans les épaisseurs sont: (e = 10) cm et (e = 15 cm)[10cm à l'intérieur, 15cm l'extérieur]

Le vide de 5 cm entre parois est utile pour obtenir l'isolation phonique et thermique.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduite de Ciment	0,02	20	0,40
2	mur en brique(int)	0,10	/	1.30
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	mur en brique(ext)	0,15	/	1.30
5	Enduit plâtre	0,015	10	0.15
			G totale	3.35

Tab II-2-3: Charge permanente du mur double cloison.

Avec 30 % d'ouverture : $3.35 \times 0,7 = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\boxed{G = 2.34 \text{ KN} / \text{m}^2.}$$

II.2.5. Poids propre de mur extérieur:

- Mur e= 15cm $14 \times 0,15 \times 1,50 \times 1 = 3,15 \text{ KN/ml}$
- Enduis en plâtre e = 01cm $14 \times 0,01 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 0,42 \text{ KN/ml}$

$$\boxed{G = 3,57 \text{ KN/m}}$$

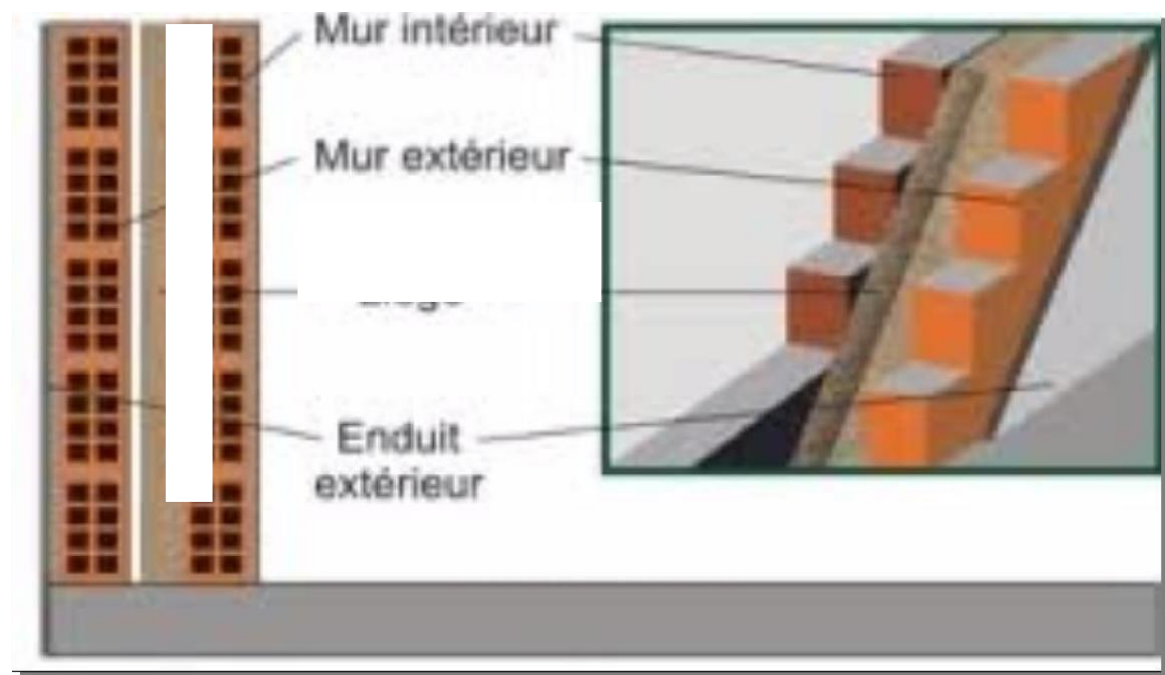


Fig.II-2-5 : Schéma des murs extérieurs

II.2.6. Les escaliers :

A/Paillasse :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	3.26
5	Poids des marches	0.17 / 2	22	1.76
6	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	6.62

$$G = 6.62 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-4 : Poids propre de la paillasse de l'escalier.

B/Palier :

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
			G	5.35

$$G = 5.35 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Tab II-2-5 : Poids propre du palier de repos de l'escalier.

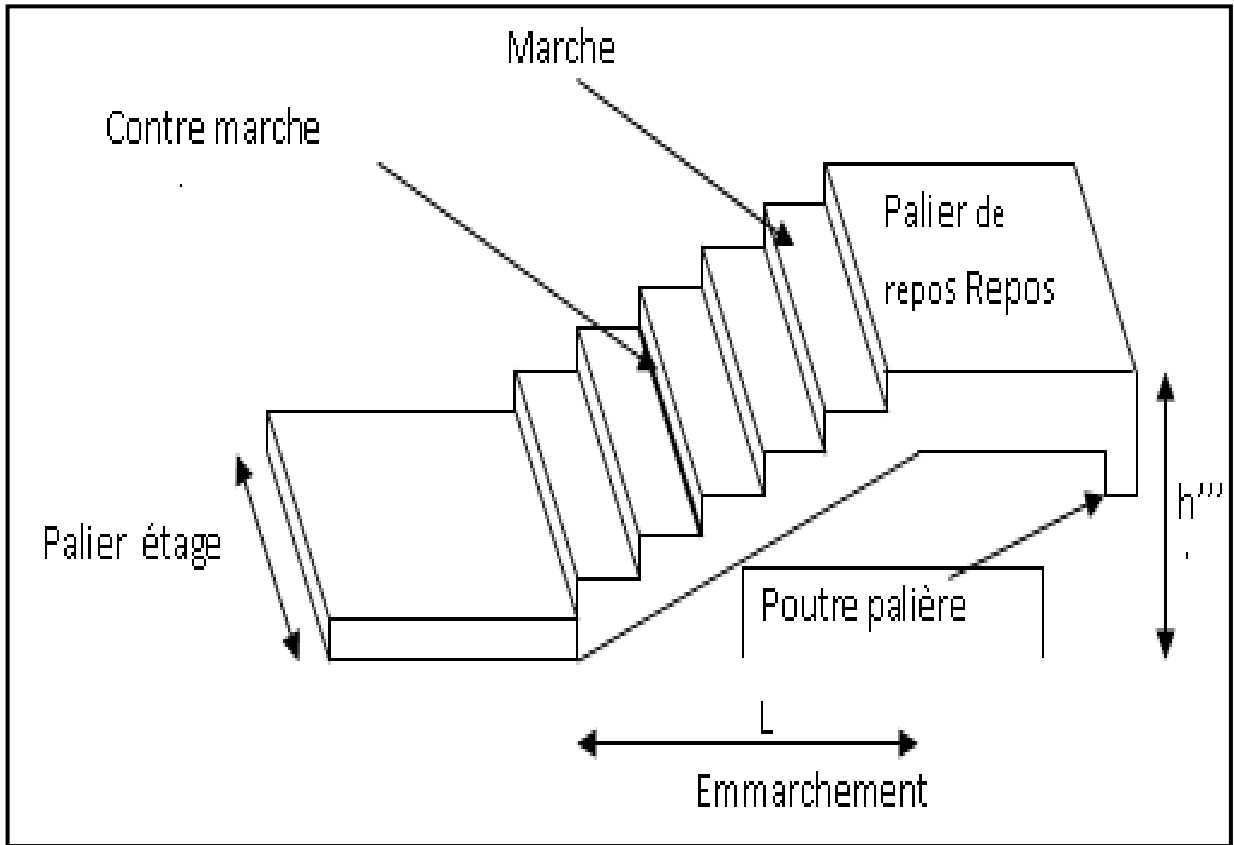


Fig.II-2-6 :Schéma d'un escalier

II.2.6. Balcon :

N°	Composants	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,22×22=0,44
2	Mortier de pose	0,02×20=0,40
4	Dalle pleine	0,15×25=3,75
5	Enduit en plâtre	0,01×14=0,14
	G	4.73KN/m²

G= 4.73KN/m² | Q= 2,50KN/m²

Tab II-2-6: Charge permanente de la dalle d'étage

II.2.6. L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire des planchers-terrasse Pour l'objectif d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse Inaccessible et déprotéger le gravier de la poussée du vent, d'où informe un écran.

II.2.6.1) Charge permanente :

G1: poids de béton. [KN/ml] :

$$G1=0.07 \times 25=1.75 \text{ KN/m}$$

G2: poids de revêtement[KN/ml] : Pour un revêtement de 2cm

$$G2=[(0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.10 + 0.05 + +0.10 + 0.45) \times 20] =0.56 \text{ KN/ml}$$

$$\boxed{G=G_1+G_2=1.75+0.56=2.31\text{KN/ml}}$$

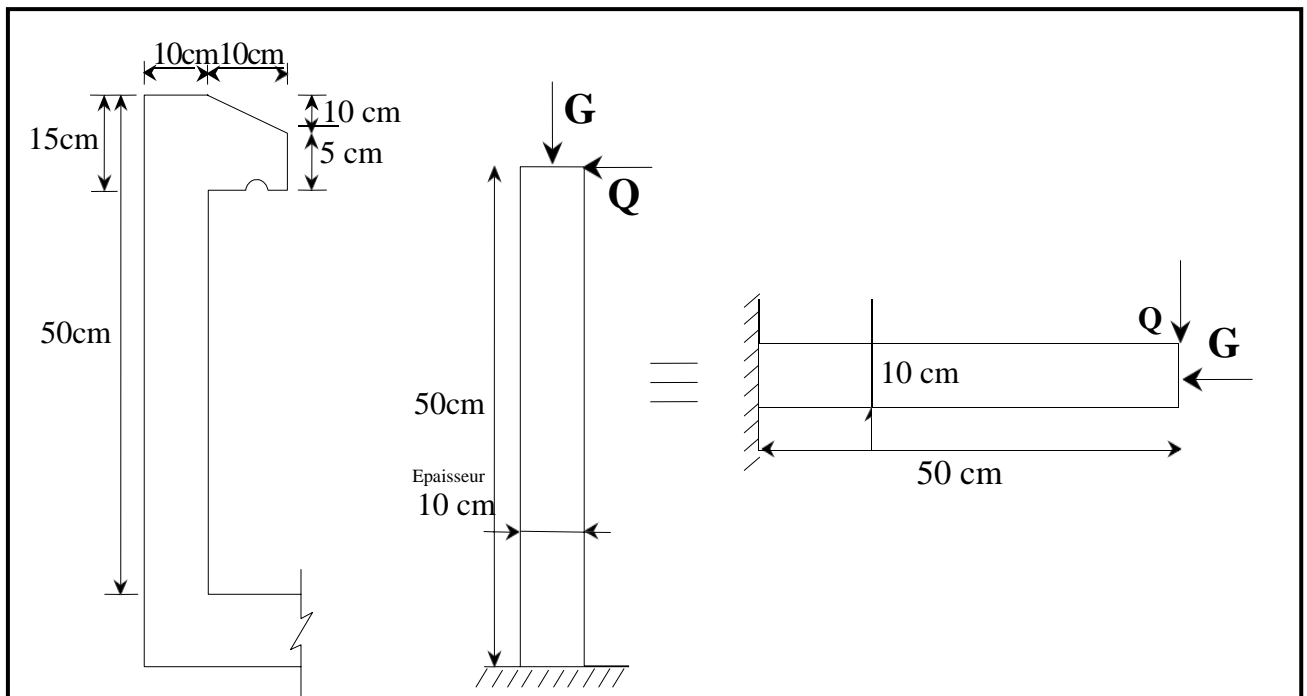


Fig II-2-7: L'acrotère.

II.3.LA DESCENTE DES CHARGES

II.3.1. Définition :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

*15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.

*10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges trois poteaux qu' sont :

- * (A-7) : poteau d'angle.
- * (C-2) : poteau de rive.
- * (E-2) : poteau intermédiaire

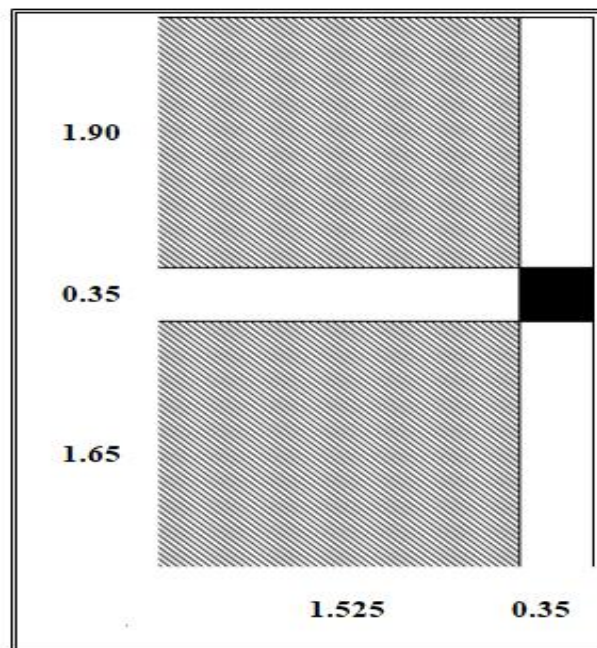


Fig.II-3-3: Croquis d'un poteau de rive (C-2)

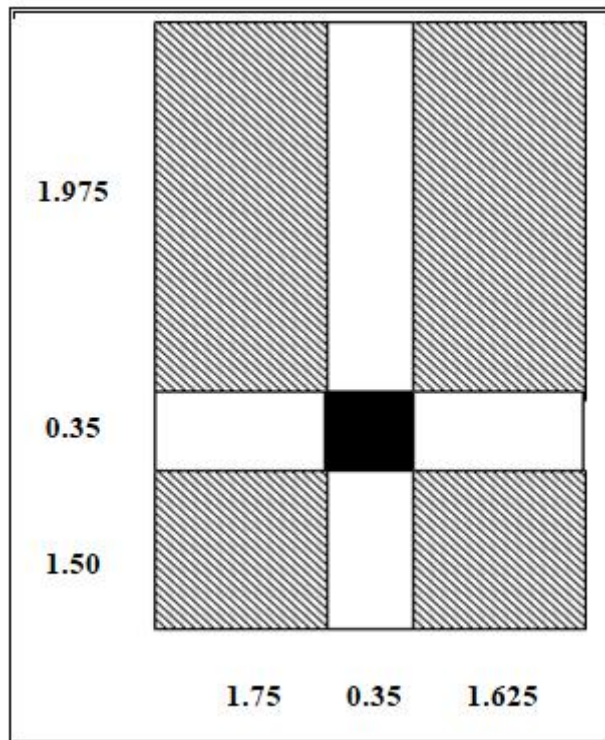


Fig.II-3-1: Croquis d'un poteau intermédiaire

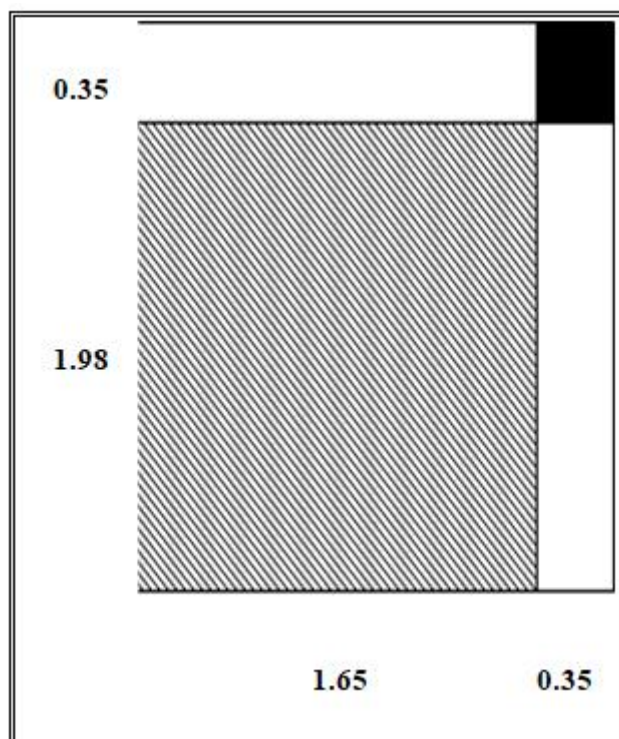


Fig.II-3-2 : Croquis d'un poteau d'angle (A-7)

II.3.1. Calcul :

Poteau d'angle(A-7):

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : (6,43x1.65x1.975).....	20.95	1(2 x2.325)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.975.....	5.925	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x1.65.....	4.33	0.9x4.325
• l'acrotère : 2.31x (1.65+1.975).....	9.99	
Σ	40.195	8.542
<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	40.195	
• poids de poteau : (0,35x0,35x25)x3.00.....	9.187	8.542
• poids de mur extérieure : (2.34x1.65x3.00)+(2.34x1.91.975x3.00)....	25.45	
Σ	74.832	8.542
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	74.832	8.542+1,5(1,65
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.975.....	5.925	x 1.975)
• poutre secondaire : (0,35x0,3x25)x1,65.....	4.33	
• plancher étage : 5,25(1,65x1,975).....	17.108	
Σ	102.195	13.43
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	102.195	13.43
• poids de poteau : (0,35x0,35x 25)x3.00.....	9.187	
• poids de mur extérieure : (2.34x1.65x3.00)+(2.34x1.91.975x3.00).....	24.45	
Σ	135.832	13.43
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	135.832	13.43+0.9(1.5(
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.975.....	5.925	1.65x1.975))
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x1.65.....	4.33	
• plancher étage : (5,25x1,65x1.975).....	17.108	
Σ	163.195	17.929
<u>Section 6-6 :</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	163.195	
• poids de poteau : (0,35x0,35x 25)x3.00.....	9.187	17.929
• poids de mur extérieure : (2.34x1.65x3.00)+(2.34x1.91.975x3.00)....	24.45	
Σ	196.832	17.929

Section 7-7 :		
• poids venant de la section 6-6.....	196.832	17.829+0.8(1.5(1.65x1.975))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.975.....	5.925	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x1.65.....	4.33	
• plancher étage : (5,25x1,65 x1.975).....	17.108	
Σ	224.195	21.739
Section 8-8 :		
• poids venant de la section 7-7.....	224.195	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.187	21.739
• poids de mur extérieure : (2.34x1.65x3.00)+(2.34x1.91.975x3.00).....	24.45	
Σ	257.832	21.739
Section 9-9 :		
• poids venant de la section 8-8.....	257.832	21.739+0.7(1.5(1.65x1.975))
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x1.975.....	5.925	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x1.65.....	4.33	
• plancher étage : (5,25x1,65x1.975).....	17.108	
Σ	285.832	25.162
Section 10-10 :		
• poids venant de la section 9-9.....	285.832	
• poids de poteau : (0,40x0,40x 25)x3.00.....	12	25.162
• poids de mur extérieure : (2.34x1.65x3.00)+(2.34x1.91.975x3.00)....	24.45	
Σ	321.645	25.162

G total = 321.645KN

Q total = 25.162KN

Tab II-3-1: Descente des charges d'un poteau d'angle

• Poteau de rive (C-2) :

Section	G (KN)	Q (KN)
<p>Section 1-1 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • plancher terrasse : $6,43((0,35+1,90+1,65) \times (0,35+1,525))$..... • poutre principale : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 1,525$ • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3,55$..... • l'acrotère : $2,31 \times (1,65+0,35+1,9)$..... 	<p>47.019</p> <p>4.575</p> <p>9.318</p> <p>9.00</p>	<p>$1,00 \times (3,9 \times 1,875)$</p> <p>0.9x4.55</p> <p>)</p>
Σ	69.911	11.40
<p>Section 2-2 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 1-1..... • poids de poteau : $(0,35 \times 0,35 \times 25) \times 3,00$..... • poids de mure extérieure: $2,34 \times (1,975+1,5 \times 3,00)$..... 	<p>69.911</p> <p>9.187</p> <p>24.39</p>	<p>11.40</p>
Σ	103.49	11.40
<p>Section 3-3 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 2-2..... • plancher étage : $5,25((1,90+1,65) \times 1,525)$..... • poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 1,525$..... • poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3,55$..... 	<p>103.49</p> <p>28.42</p> <p>4.575</p> <p>9.318</p>	<p>$11,40+($ $1,5(5,41)$</p>
Σ	145.8	19.52
<p>Section 4-4 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 3-3..... • poids de poteau : $(0,35 \times 0,35 \times 25) \times 3,00$..... • poids de mure extérieure : $2,34 \times (1,975+1,5 \times 3,00)$..... 	<p>145.8</p> <p>9.187</p> <p>24.39</p>	<p>19.52</p>
Σ	179.38	19.52
<p>Section 5-5 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 4-4..... • plancher étage : $5,25((1,90+1,65) \times 1,525)$..... • poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 1,525$..... • poutre secondaire : $(0,30 \times 0,35 \times 25) \times 3,55$..... 	<p>179.38</p> <p>28.42</p> <p>4.575</p> <p>9.318</p>	<p>$19,52+0,9$ $(8,115)$</p>
Σ	221.6	26.82
<p>Section 6-6:</p> <ul style="list-style-type: none"> • poids venant de la section 5-5..... • poids de poteau : $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 3,06$..... • poids de mure extérieure : $2,34 \times (1,975+1,5 \times 3,00)$..... 	<p>221.6</p> <p>9.187</p> <p>24.39</p>	<p>26.82</p>
Σ	255.17	26.82

<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	255.17	
• plancher étage : $5,25((1.90+1.65) \times 1.525)$	28.42	26.82+0.8(
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 1.525$	4.575	(8.115)
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.55$	9.318	
Σ	297.40	33.31
<u>Section 8-8 :</u>		
• poids venant de la section 7-7.....	297.40	
• poids de poteau : $(0,35 \times 0,35 \times 25) \times 3.06$	9.187	33.31
• poids de mure extérieure : $2.34 \times (1.975 + 1.5 \times 3.00)$	24.39	
Σ	330.98	33.31
<u>Section 9-9 :</u>		
• poids venant de la section 8-8.....	330.98	33.31+0.7(
• plancher étage : $5,25((1.90+1.65) \times 1.525)$	28.42	(8.115)
• poutre principale: $(0,40 \times 0,30 \times 25) \times 1.525$	4.575	
• poutre secondaire : $(0,35 \times 0,30 \times 25) \times 3.55$	9.318	
Σ	373.21	39
<u>Section 10-10 :</u>		
• poids venant de la section 9-9.....	373.21	
• poids de poteau : $(0,40 \times 0,40 \times 25) \times 3.00$	12	39
• poids de mure extérieure $2.34 \times (1.975 + 1.5 \times 3.00)$	24.39	
Σ	409.60	39

G total =409.60KN

Q total =39KN

Tab II-3-2.Descente des charges d'un poteau de rive

• Poteau intermédiaire (E-2) :

Section	G (KN)	Q (KN)
<u>Section 1-1 :</u>		
• plancher terrasse : 6,43x(3.825x3.725).....	91.62	1,00x(3.825x3.725)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x3.475.....	10.425	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.375.....	8.859	
Σ	110.9	14.25
<u>Section 2-2 :</u>		
• poids venant de la section 1-1.....	110.9	
• poids de poteau : (0,35x0,35x 25)x3.00.....	9.187	14.25
Σ	120.09	14.25
<u>Section 3-3 :</u>		
• poids venant de la section 2-2.....	120.09	18.66+1.5(3.8x
• plancher étage : 5,25(3.375)x(3.475).....	61.572	4.15)
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x3.475.....	10.452	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.375.....	8.859	
Σ	253.66	31.842
<u>Section 4-4 :</u>		
• poids venant de la section 3-3.....	253.66	
• poids de poteau : (0,35x0,35x 25)x3.00.....	9.187	31.842
Σ	262.85	31.842
<u>Section 5-5 :</u>		
• poids venant de la section 4-4.....	262.85	31.842+0.9(17.59)
• plancher étage : 5,25(3.375x3.475).....	61.572	
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x3.475.....	10.452	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.375.....	8.859	
Σ	343.73	47.674
<u>Section 6-6 :</u>		
• poids venant de la section 5-5.....	343.73	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.187	47.674
Σ	352.92	47.674
<u>Section 7-7 :</u>		
• poids venant de la section 6-6.....	352.92	
• plancher étage : 5,25(3.375x3.475).....	61.572	
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x3.475.....	10.452	47.674+0.8(17.59)
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.375.....	8.859	
Σ	433.8	61.746

Section 8-8 :		
• poids venant de la section 7-7.....	433.8	
• poids de poteau : (0,40x0,30x 25)x3.06.....	9.187	61.746
Σ	442.98	61.746
Section 9-9 :		
• poids venant de la section 8-8.....	442.98	61.746+0.7(17.59)
• plancher étage : 5,25(3.375x3.475).....	61.572	
• poutre principale : (0,40x0,30x25)x3.475.....	10.452	
• poutre secondaire : (0,35x0,30x25)x3.375.....	8.859	
Σ	523.87	74.06
Section 10-10 :		
• poids venant de la section 9-9.....	523.87	
• poids de poteau : (0,40x0,40x 25)x3.00.....	12	74.06
Σ	535.87	74.06

G total =535.87KN

Q total = 74.06KN

Tab II-3-3.Descente des charges d'un poteau intermédiaire

II.3.2. Vérification de section pour le poteau :

<i>Poteau</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>	<i>Nu=1,35G+1,5Q</i>	<i>Ns=G+Q</i>
<i>A-7</i>	321.65	25.162	471.97	346.81
<i>C-2</i>	409.60	39	611.46	448.6
<i>E-2</i>	535.87	74.06	834.51	609.93

Tab II-3-4.Vérification de section pour le poteau

- **Poteau d'angle A-1 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (35.35) = 1225 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{471970}{1,1 \times 14,20} = 30215.75 \text{ mm}^2 = 302.15 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1225 \text{ cm}^2 > 302.15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau de rive D-3 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (35.35) = 1225 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{611460}{1,1 \times 14,20} = 39145.97 \text{ mm}^2 = 391.59 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1225 \text{ cm}^2 > 391.59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Poteau intermédiaire B-2 :**

Br : section réduite du béton.

$$Br : (35.35) = 1225 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{834514.5}{1,1 \times 14,20} = 53426.02 \text{ mm}^2 = 534.26 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1225 \text{ cm}^2 > 534.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.3. Vérification du flambement :

• **Poteau d'angle A-7 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (35-2)(35-2) = 1089\text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 300}{35} = 20,76$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,76/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{479970 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 336,48\text{cm}^2$$

$$Br = 1089\text{cm}^2 > 336,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc, la section adoptée (35.35) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et sera valable pour tous les autres poteaux...

• **Poteau de rive C-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

$$Br = (b-2)(h-2) = (35-2)(35-2) = 1089\text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 300}{35} = 20,76$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \cdot (\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,76/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{611460 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 428,82 \text{ cm}^2$$

$$Br = 1089\text{cm}^2 > 428,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc, la section adoptée (35.35) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux

• **Poteau intermédiaire E-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha_s Br_c F_{c28}}{0,9 \gamma_b}$$

$$Br_c = (b-2)(h-2) = (35-2)(35-2) = 1089 \text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times L_f}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 300}{35} = 20,76$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha_s = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2(20,76/30)^2} = 0,77$$

$$Nu \leq \frac{\alpha_s Br_c F_{c28}}{0,9 \gamma_b} \rightarrow Br_c \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \gamma_b}{\alpha_s F_{c28}} = \frac{834514,5 \times 0,9 \times 1,5}{0,77 \times 25 \times 100} = 585,24 \text{cm}^2$$

$$Br_c = 1089 \text{cm}^2 > 585,24 \text{cm}^2 \dots\dots\dots Cv$$

Donc, la section adoptée (35.35)cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente, et sera valable pour tous les autres poteaux.

Chapitre III

Calcul des Eléments Secondaires

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1 Introduction

Le béton résiste mal à la traction pour cela la mise en place des armatures en aciers est obligatoire pour assurer la stabilité des éléments de la structure. L'objectif est de calculer le ferrailage des éléments secondaires.

Le calcul s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ils sont soumis seulement à leurs poids propre et des charges d'exploitation :

- L'acrotère
- balcon
- Plancher.
- L'escalier.
- La poutre palière.

III-2 L'acrotère

III-2-1 Définition

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est indispensable, pour des raisons de sécurité et d'étanchéité.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

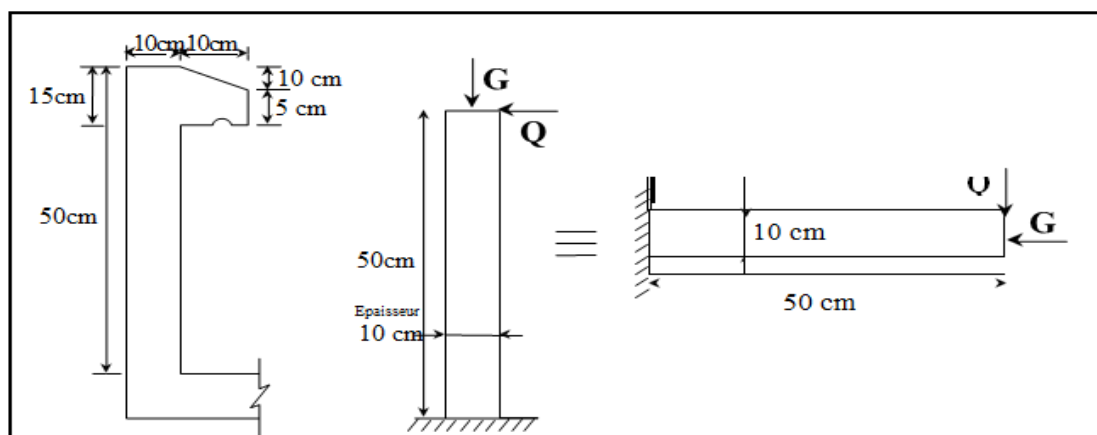


Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.

- Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur la console sera calculée en Flexion composée.

III-2-2 Calcul des sollicitations:

1 -Poids propre : $W_p = 2,52 \text{ KN/ml}$;

2 -La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, F_p)$;

3 -La force horizontale F_p : (RPA 99/ V2003, Art 6.3 P59)

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone = 0,08 ; (RPA 99/ V2003 Tab 4-1 P38)

C_p : Facteur de force horizontale = 0.8 ; (RPA 99 / V2003 Tab 6-1 P59)

$$F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 235 = 0,60 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ F, F_p \} \Rightarrow Q = \max \{ 1, 0,60 \}$$

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

• **Moments et efforts normaux:**

$$M_{ELU} = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELU} = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,52 = 3,40 \text{ kN};$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELS} = G = 2,52 \text{ KN}.$$

<i>l</i>	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	3,40	0,90
E.L.S	2,52	0,60

Tableau III.1 : Moment et l'effort normal.

• **Calcul d'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,402} = 26 \text{ cm}; \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,52} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm};$$

$$e_u, e_{ser} > \frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérée comme préjudiciable.

III-2-3 Ferrailage à l'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramènent à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s} \text{ (cm}^2\text{)}$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_u + (d - h_t/2)$$

Avec :

$$d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}.$$

$$e_A = 26 + (10,8 - 12/2) = 30,8 \text{ cm}.$$

$$M_{uA} = 3,40 \times 30,8 = 104,72 \text{ KN.cm}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{104,72 \times 10^4}{1200 \times 108^2 \times 14,17} = 0,005$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,368$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}.$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.006$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.006 \times 120 \times 10.8 \times 14.17}{400 / 1.15} = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{u1} = 0.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = A_{u1} \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_u = 0.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min}; A_u \} = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Les armatures de répartitions:**

$$A_r = A_s / 4 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

III-2-4 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2.01) y_{ser} - 15(2.01 \times 10.8) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 30.15 y_{ser} - 325.62 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 256.96$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 2.26 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 2660.06 \text{ cm}^4$$

III-2-5 Vérification des contraintes :

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110\sqrt{nf_{tj}}\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{Ms}{I} (d - y_1) = 28,89 \text{ MPa}$$

28,89 MPa < 201,66 MPa..... cv

III.1.6. Vérification au cisaillement: (C.B.A 93 Art A.5.1.2.1.1 Page 39)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa.} \right.$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.012 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}.....cv$$

III-2-7 Schéma de ferrailage:

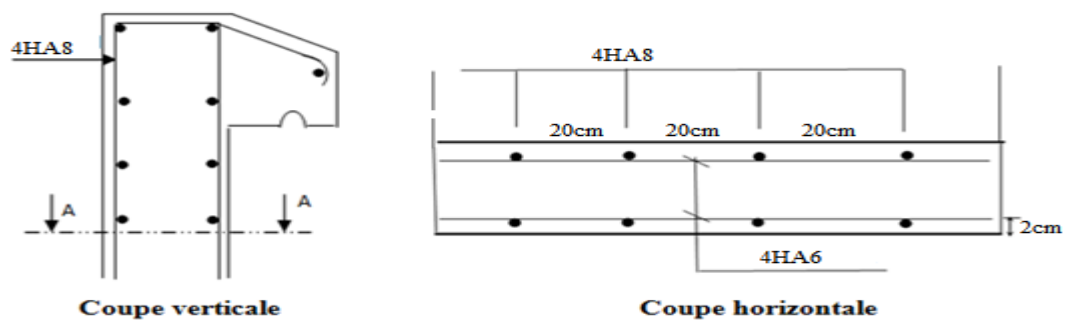


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III-3 Les balcons:

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastré à son extrémité dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

La dalle sera soumise à son poids propre G, a une charge d'exploitation Q et a une charge concentrée à son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P.

III-3-1 Evaluation des charges:

- Poids propre : $G = 4,73 \text{ KN/ml.}$
- Force concentrée due aux poids du mur extérieur : $P = 2,34 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/ml.}$

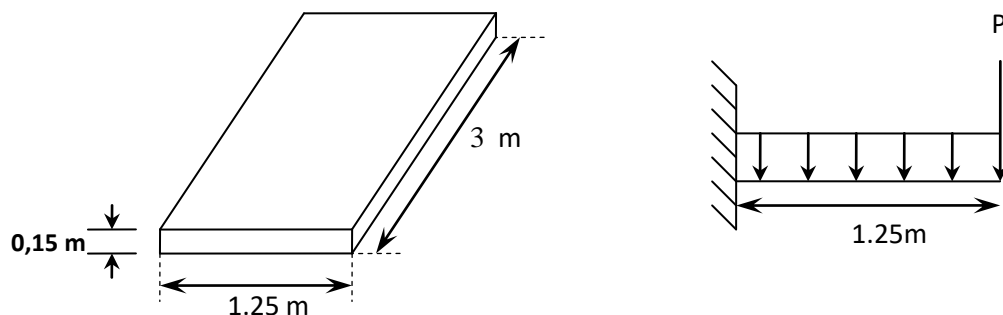


Figure III.3: Schéma statique et surcharges sur balcon.

III-3-2 Combinaison des charges:**E.L.U :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.14 \text{ KN/ml ;}$$

$$P_u = 1.35 G = 6.39 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 7.23 \text{ KN/ml ;}$$

$$P_s = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + p \cdot l \quad ; \quad V = q \cdot l + p$$

P (KN)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	M_u (KN.ml)	M_s (KN.ml)	V_u (KN)
2.5	10.14	7.23	10.85	8.57	15.02

Tableau III.2: Chargement et sollicitations sur le balcon.

III-3-3 Ferrailage:

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration considérée comme préjudiciable.

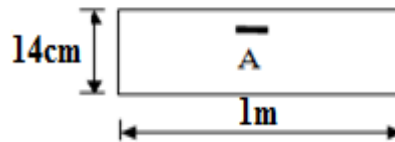


Figure III.4: Position des armatures structurales du balcon.

E L U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.85 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0,042$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0,0536$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978 \Rightarrow Au = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.85 \times 10^3}{0.978 \times 13.5 \times 348} = 2.36 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **Armatures de répartition**

$$\text{On a : } \frac{A_t}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte: $4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

E.L.S:

Pour la fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3,14)y_{ser} - 15(3,14 \times 13,5) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 47,1 y_{ser} - 635,85 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 359,71$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 6092,78 \text{ cm}^4.$$

III-3-4 Vérification des contraintes:

- Contraintes maximale de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4,28 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} y_1 = 65,83 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

III.2.5. Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b}, 4,28 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u L + p_u = 15,02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15,02 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,111 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ lim}} = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.2.5 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1 \quad (M_t = M_0) \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,06 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,42}{F_e} \rightarrow 0,0023 < \frac{4,42}{400} = 0,011 \quad (\text{c. v})$$

III.2.7. Schéma de ferrailage :

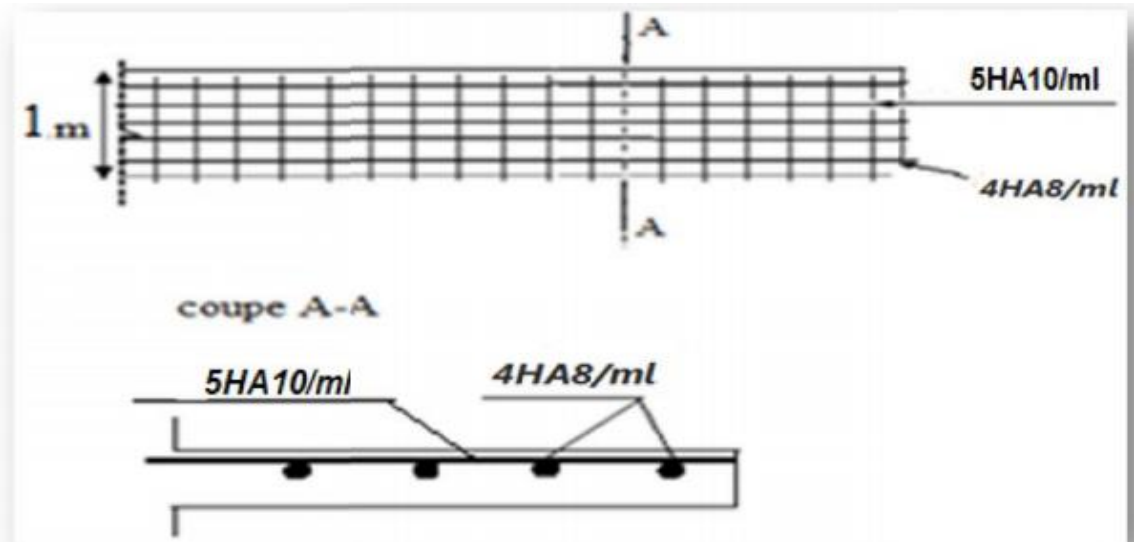


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.3. Les planchers

III.3.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis), avec une dalle de compression.

III.3.2. Les méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire et méthode Caquot.

III.3.2.1. Méthode forfaitaire :

a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire : DTU BAEL 91 artc B.6.2, 210

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

- Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \min(2G, 5 \text{kn/m}^2)$) ;
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ;
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$;
- Fissuration peut nuisible.

b. Principe de la méthode : CBA (Art B 6.2.2.1.1)

➤ Calcul des moments :

- Les moments en travées : DTU BAEL 91 artc .E.1.2

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \geq [\max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive} \\ M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}; M_0 = q_u l^2 / 8$$

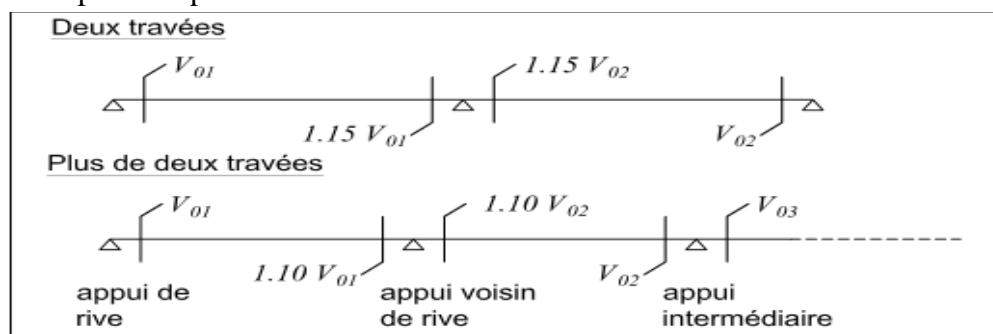
- M_w : Moment sur l'appui de droite ;
- M_e : Moment sur l'appui de gauche ;
- M_t : Moment en travée ;
- α : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée ;
- M_0 : Moment isostatique.
 - **Les moments en appui : DTU BAEL 91 artc .E.1.2**
- 0, pour appui de rive ;
- $0.6M_0$, pour poutre de deux travées ;
- $0.5M_0$, pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées ;
- $0.4M_0$, pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

- **Les efforts tranchants : (PRATIQUE DU BAEL 91.artc .4.2.chapitre12)**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire).

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.



Figurer.III.6 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres continues à deux travées et plus de deux travées.

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_E) est : (PRATIQUE DU BAEL 91.artc .4.1.chapitre12)

$$- \text{ Donnée par les expressions suivantes } \begin{cases} T_w = T_0 - (M_e - M_w) / L \\ T_e = -T_0 + (M_e - M_w) / L \end{cases} \quad (\text{III.2})$$

III.3.2.2. Méthode Caquot :

a. Domaine d'application de la méthode Caquot : DTU BAEL 91. artc B.6.2, 220

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées $Q > (2G; 5\text{KN/m}^2)$. Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la n'est pas vérifiée. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que : $G' = 2G/3$.

b. Principe de la méthode Caquot :

➤ Calcul des moments

En appuis : DTU BAEL 91. Artc E.2.2, 1

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs L'_w à gauche et L'_e à droite égales à la portée libre l de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à $0,8l$ si elle est continue au-delà de l'autre appui.

$$M_a = p_w L_w'^3 + P_e L_e'^3 / 8.5 (L_w' + L_e') \quad (\text{III.3})$$

Avec :

P_w ; P_e : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

❖ En travées :

Le moment est maximal pour $x = x_0 = l/2 + (M_w - M_e) / ql$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e) / 2 + (M_w - M_e)^2 / 2ql^2 \quad (\text{III.4})$$

✓ Les efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + q.L$$

V_w = l'effort tranchant à droite de la travée

V_e = l'effort tranchant à gauche de la travée

III.3.3. Les types des poutrelles :

c. Les types des poutrelles (terrasse)

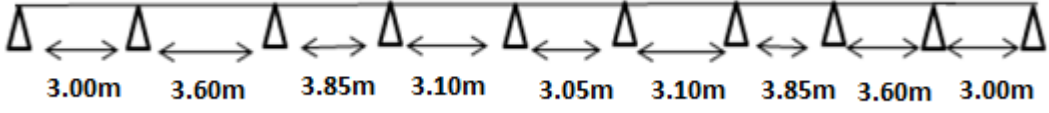
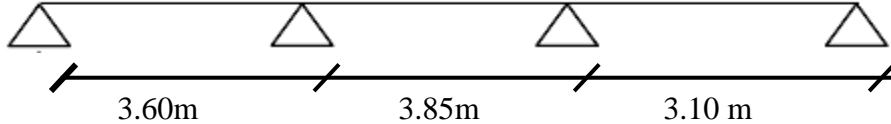
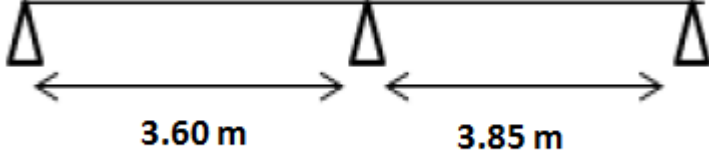
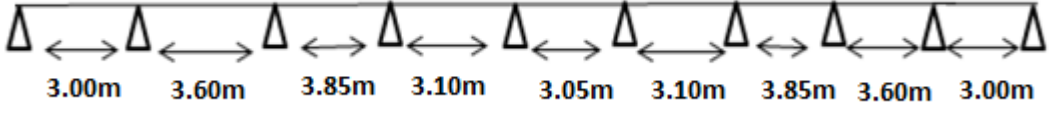
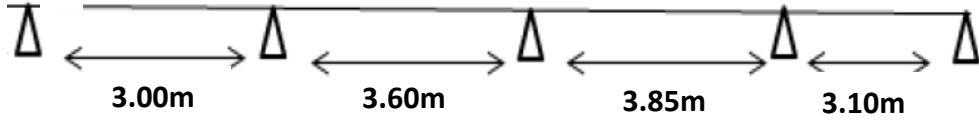
Types	Schéma statique
1 ^{ème} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	

Figure III.7 : Les types des poutrelles(terrasse).

d. Les types des poutrelles (étage courant)

Types	Schéma statique
1 ^{ème} type	
2 ^{ème} type	

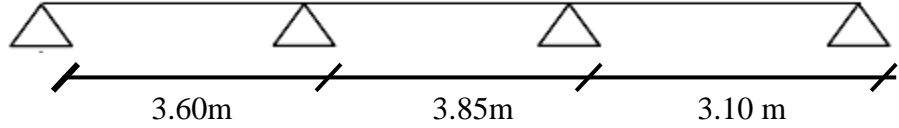
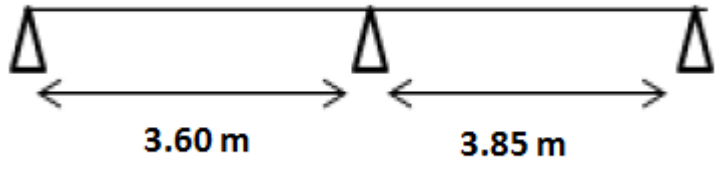
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	

Figure III.8 : Les types des poutrelles (étage).

III.3.4. Calcul des planchers

- **Combinaisons d'actions :**

- **ELU**

$$q_{u,et} = (1.35 G + 1.5 Q) 0.65 = (1.35 \times 5.25 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.06 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u,tr} = (1.35 G + 1.5 Q) 0.65 = (1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.61 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$q_{s,et} = (G + Q) \cdot 0.65 = (5.25 + 1.5) \times 0.65 = 4.38 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s,tr} = (G + Q) \cdot 0.65 = (6.43 + 1) \times 0.65 = 4.82 \text{ KN/ml}$$

III.3.4.1. Plancher étage:

III.3.4.1.1. exemple Méthode de forfaitaire planché terrasse :

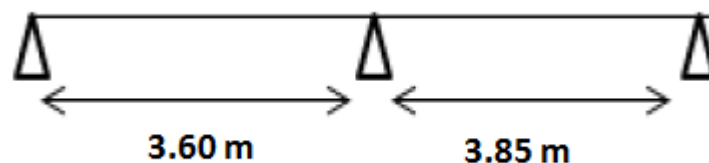


Figure III.9: Schéma statique de la poutrelle type 2.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- Plancher à surcharge modéré : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$;
- $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 3.35 / 3.10 = 1.08 \leq 1.25$;
- $I = \text{Cst}$;
- FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ La méthode forfaitaire est applicable

- ✓ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 6.61 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 4.82 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments isostatiques:

Travée A-B: $M_{0u}=10.70 \text{ KN.m}$

$$M_{0s}=7.80 \text{ KN.m}$$

Travée B-C : $M_{0u}=12.24 \text{ KN}$

$$M_{0s}=8.93 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments aux appuis :

- ✓ Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = 0.6M_0$$

- ✓ Calcul des moments en travées :

A partir de l'équation (III.1) :

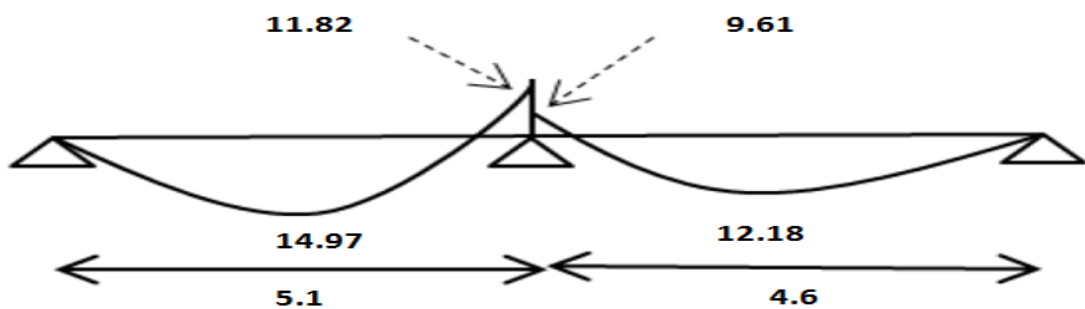
$$\alpha = 0.134$$

Travée AB (rive):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{T1} \geq 0.75M_0^{A-B} \\ M_{T2} \geq 0.75M_0^{B-C} \end{array} \right.$$

$$M_{T1} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{T2} = 9.18 \text{ KN.m}$$



- ✓ Evaluation des efforts tranchants :

A partir de l'équation (III.2) :

Travée A-B:

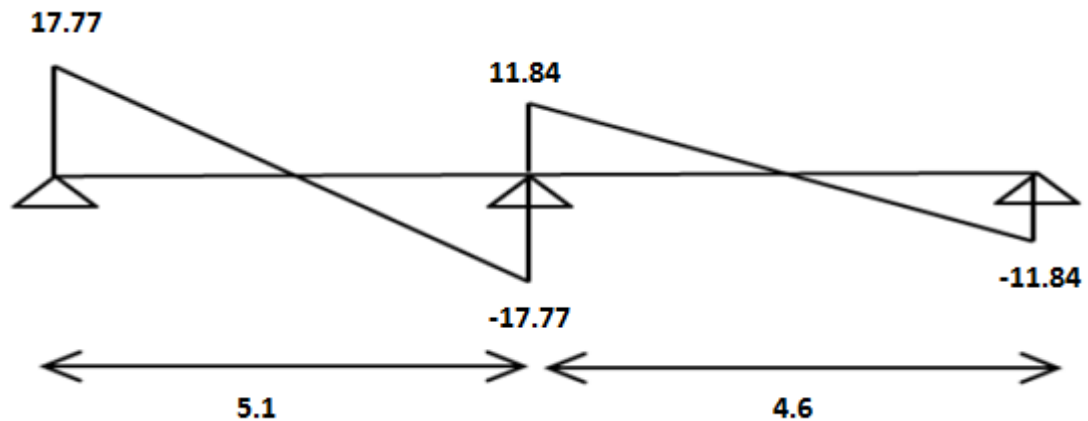
$$T_0 = 11.89 \text{ KN}$$

$$T_w = 13.68 \text{ KN} \quad ; T_e = -13.68 \text{ N}$$

Travée B-C:

$$T_0 = 12.72 \text{ KN}$$

$$T_w = 10.81 \text{ KN} \quad ; T_e = -10.81 \text{ KN}$$



❖ A ELU :

Plancher terrasse

<i>ELU</i>									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type01	A-B	3	7,43	0	4,46	5,57	9,91	11,40	-11,40
	B-C	3,6	10,70	5,35	5,35	5,88	11,89	11,89	-11,89
	C-D	3,85	12,24	6,12	6,12	6,73	12,72	12,72	-12,72
	D-E	3,1	7,94	3,97	3,97	4,36	10,24	10,24	-10,24
	E-F	3,05	7,68	3,84	3,84	4,22	10,08	10,08	-10,08
	F-G	3,1	7,94	3,97	3,97	4,36	10,24	10,24	-10,24
	G-H	3,85	12,24	6,12	6,12	6,73	12,72	12,72	-12,72
	H-I	3,6	10,70	5,35	5,35	5,88	11,89	11,89	-11,89
	I-J	3	7,43	7,43	4,46	0	5,57	9,91	8,42
Type 03	A-B	3,6	10,70	0	6,42	8,03	11,89	13,68	-13,68
	B-C	3,85	12,24	6,12	6,12	6,73	12,72	12,72	-12,72
	C-D	3,1	7,94	4,76	0	5,95	10,24	8,708	-8,70
Type 04	A-B	3,6	10,70	0	6,42	8,03	11,89	13,68	-13,68
	B-C	3,85	12,24	7,34	0	9,18	12,72	10,81	-10,81

Tableau III.3: Sollicitations Max du plancher terrasse ELU

Plancher étage :

<i>ELU</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou(KN.m)</i>	<i>Mw (KN.m)</i>	<i>Me(KN.m)</i>	<i>Mt (KN.m)</i>	<i>To(KN)</i>	<i>Tw(KN)</i>	<i>Te(KN)</i>
Type1	A-B	3	6,81	0	4,09	5,11	9,09	10,45	-10,45
	B-C	3,6	9,81	4,90	4,90	5,39	10,90	10,90	-10,90
	C-D	3,85	11,22	5,61	5,61	6,17	11,66	11,66	-11,66
	D-E	3,1	7,27	3,63	3,63	4,00	9,39	9,39	-9,39
	E-F	3,05	7,04	3,52	3,52	3,87	9,24	9,24	-9,24
	F-G	3,1	7,27	3,63	3,63	4,00	9,39	9,39	-9,39
	G-H	3,85	11,22	5,61	5,61	6,17	11,66	11,66	-11,66
	H-I	3,6	9,81	4,90	4,90	5,39	10,90	10,90	-10,90
	I-J	3	6,81	4,09	0	5,11	9,09	7,72	-7,72
Type02	A-B	3	6,81	0	4,09	5,11	9,09	10,45	-10,45
	B-C	3,6	9,81	4,90	4,90	5,39	10,90	10,90	-10,90
	C-D	3,85	11,22	5,61	5,61	6,17	11,66	11,66	-11,66
	D-E	3,1	7,27	4,36	0	5,45	9,39	7,98	-7,98
Type03	A-B	3,6	9,81	0	5,89	7,36	10,90	12,54	-12,54
	B-C	3,85	11,22	5,61	5,61	6,17	11,66	11,66	-11,66
	C-D	3,1	7,27	4,36	0	5,45	9,39	7,98	-7,98
Type04	A-B	3,6	9,81	0	5,89	7,36	10,90	12,54	-12,54
	B-C	3,85	11,22	6,73	0	8,42	11,66	9,91	-9,91

Tableau III.4: Sollicitations Max du plancher étage ELU

❖ A ELS :

Plancher terrasse

<i>ELS</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou(KN.m)</i>	<i>Mw(KN.m)</i>	<i>Me(KN.m)</i>	<i>Mt (KN.m)</i>	<i>To(KN)</i>	<i>Tw (KN)</i>	<i>Te(KN)</i>
Type 01	A-B	3	5,42	0	3,25	4,06	7,23	8,31	-8,31
	B-C	3,6	7,80	3,90	3,90	4,29	8,67	8,67	-8,67
	C-D	3,85	8,93	4,46	4,46	4,91	9,27	9,27	-9,27
	D-E	3,1	5,79	2,89	2,89	3,18	7,47	7,47	-7,47
	E-F	3,05	5,60	2,80	2,80	3,08	7,35	7,35	-7,35
	F-G	3,1	5,79	2,89	2,89	3,18	7,47	7,47	-7,47
	G-H	3,85	8,93	4,46	4,46	4,91	9,27	9,27	-9,27
	H-I	3,6	7,80	3,90	3,90	4,29	8,67	8,67	-8,67
	I-J	3	5,42	3,25	0	4,06	7,23	6,14	-6,14
Type03	A-B	3,6	7,80	0	4,68	5,85	8,67	9,97	-9,97
	B-C	3,85	8,93	4,46	4,46	4,91	9,27	9,27	-9,27
	C-D	3,1	5,79	3,47	0	4,34	7,47	6,35	-6,35
Type04	A-B	3,6	7,80	0	4,68	5,85	8,67	9,97	-9,97
	B-C	3,85	8,93	5,35	0	6,69	9,27	7,88	-7,88

Tableau III.5: Sollicitations Max du plancher terrasse ELS.

Plancher étage :

ELS									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KNm)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 01	A-B	3	4,92	0	2,95	3,69	6,57	7,5555	-7,55
	B-C	3,6	7,09	3,54	3,54	3,90	7,88	7,884	-7,88
	C-D	3,85	8,11	4,05	4,05	4,46	8,43	8,43	-8,43
	D-E	3,1	5,26	2,63	2,63	2,89	6,78	6,78	-6,78
	E-F	3,05	5,09	2,54	2,54	2,80	6,67	6,67	-6,67
	F-G	3,1	5,26	2,63	2,63	2,89	6,78	6,78	-6,78
	G-H	3,85	8,11	4,05	4,05	4,46	8,43	8,43	-8,43
	H-I	3,6	7,09	3,54	3,54	3,90	7,88	7,88	-7,88
	I-J	3	4,92	2,95	0	3,69	6,57	5,58	-5,58
Type 02	A-B	3	4,92	0	2,95	3,69	6,57	7,55	-7,55
	B-C	3,6	7,09	3,54	3,54	3,90	7,88	7,88	-7,88
	C-D	3,85	8,11	4,05	4,05	4,46	8,43	8,43	-8,43
	D-E	3,1	5,26	3,15	0	3,94	6,78	5,77	-5,77
Type 03	A-B	3,6	7,09	0	4,25	5,32	7,88	9,06	-9,06
	B-C	3,85	8,11	4,05	4,05	4,46	8,43	8,43	-8,43
	C-D	3,1	5,26	3,15	0	3,94	6,78	5,77	-5,77
Type 04	A-B	3,6	7,09	0	4,25	5,32	7,88	9,06	-9,06
	B-C	3,85	8,11	4,86	0	6,08	8,43	7,16	-7,16

Tableau III.6: Sollicitations du plancher étage à l'ELS.

Etat limite	Max	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T (KN)	T _w (KN)	T _e (KN)
ELU	Terrasse	12.24	7.34	6.42	9.18	12.72	13.68	-13.68
	Etage	11.22	-10.45	8,42	8,42	11.66	12,54	-12,54
ELS	Terrasse	8,93	5,35	9.28	6,69	9,27	9,97	-9,97
	Etage	8.11	4.86	4.25	6,08	8,43	7,16	-7,16

Tableau III.7: Sollicitations Max du plancher terrasse.

III.3.4.1.5. Calcul de ferrailage :

- En travée:

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{th} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{th} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.17 \times 10^3$$

$$M_{th} = 25.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 5.63 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ et } \mu_R = 0.392$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{5.63 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.018 < \mu_R = 0.392$$

\Rightarrow (pas d'armature comprimé). $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.84$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{5.63 \times 10^3}{17.84 \times 348} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.9 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A_u = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$**

En appui:

D'après le diagramme de ferrailage on à :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.02 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.072 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = \mathbf{0.022}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.33$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{4.02 \times 10^3}{17.33 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2}$$

Donc:

$$A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = \mathbf{0.66}$$

La section d'acier adoptée est : **$A_u = 1\text{HA}10 = 0.78$**

III.3.4.1.6. Vérifications a E L S:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

En Travée:

• **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15(A' + A) y_{\text{ser}} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{\text{ser}}^2 + 15A y_{\text{ser}} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{\text{ser}}^2 + 15(1.57) y_{\text{ser}} - 15(1.57 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 23,55 y_{ser} - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2358,92$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3,26 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5346,91 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{4,11 \times 10^2}{5346,91} 32,6 = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 15 \cdot \frac{4,11 \times 10^2}{5346,91} (180 - 32,6) = 169,95 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 169,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

$$\bullet \text{Donc: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11,42 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{cj}}{d_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{BAE191 (artc.A.5.1.2)})$$

$$\text{Donc: } \tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(0,78)Y_{ser} - 15(0,78 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 11,7 y_{ser} - 210,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 235,92$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3,26 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5867,31 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 3,36 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 227,98 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 227,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots\dots \text{cv}$$

III.3.4.1.7. Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{cv}$.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $\Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq \frac{11,18}{10 \times 18,27} = 0,061 \dots\dots\dots \text{cv}$.
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$; $\Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots\dots\dots \text{cv}$.

- **Diamètre des armatures d'âme (B.A.E.L 91 A.7.2.2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0,57, 1,2, 1,4 \} \Rightarrow \phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **Espacement des cours de cadres (B.A.E.L 91 A.5.2) :**

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \}$$

Donc: $S_t < 16,2 \text{ cm}$

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

III.3.4.1.8. Schéma de ferrailage :

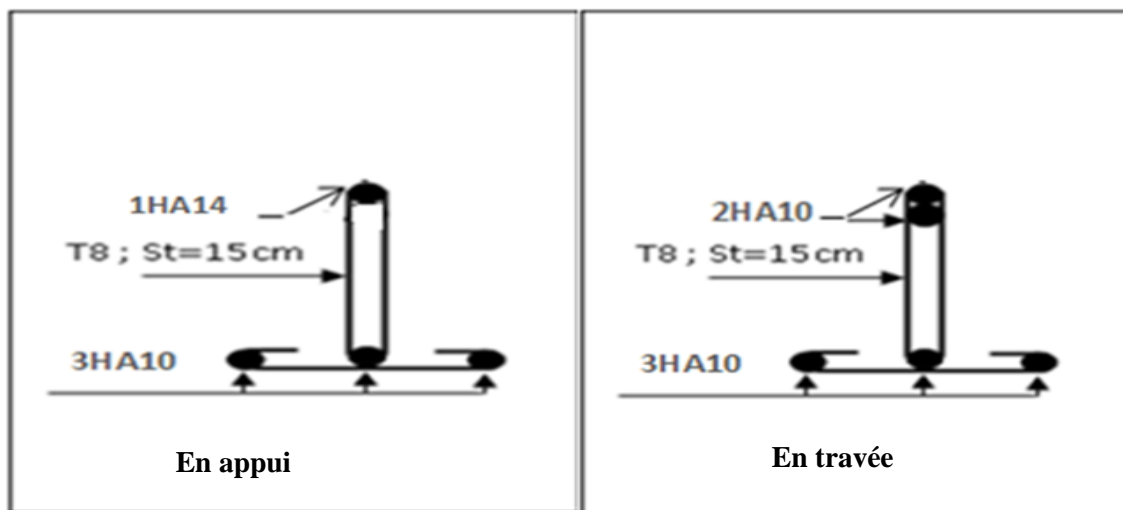


Figure III.10 : Schéma de ferrailage des nervures de plancher terrasse.

III.3.4.2.5. Calcul de ferrailage :

- **En travée:**

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{tu} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,17 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 25,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t\max} = 11,23 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,037$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38 \Rightarrow \mu_{tu} = 0,392$$

$$0,037 < 0,392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0) \quad ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

- **En appui:**

Les moments de calcul :

$$\text{E.L.U : } M_a = 10,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_a = 7,71 \text{ KN.m}$$

D'après le diagramme de ferrailage on à :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,193$$

$$\mu_{lu} = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,193 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,270$$

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,270 \times 12 \times 18 \times 14,17}{\frac{400}{1,15}} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_u = \max \{A_{min}, A_u\} = 1,90 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_u = 2HA12 = 2,26$

III.3.4.2.6. Vérifications a E L S:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

En Travée:

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 15(2,26) y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3,84 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 3,69 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 204,09 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 204,09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

- **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs : $\left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

- Calcul de l'effort tranchant : $V_u = 16,45 \text{ KN}$

Donc : $\tau_u = 0,140 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$

Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$6 y_{ser}^2 + 15(2,26)y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$6 y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 125,67.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 7,65 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit**

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5422,24 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 10,87 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 10,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 220,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

III.3.4.2.7. Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{cv.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq \frac{11,23}{10 \times 17,76} = 0,063 \dots\dots\dots \text{cv.}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots \text{cv.}$

Diamètre des armatures d'âme (B.A.E.L 91 A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0,57, 1,2, 1,4 \} \Rightarrow \phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- Espacement des cours de cadres (B.A.E.L 91 A.5.2) :
 $S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2 , 40 \text{ cm} \}$
 Donc : $S_t < 16,2 \text{ cm}$
 On choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.4.2.8. Schéma de ferrailage :

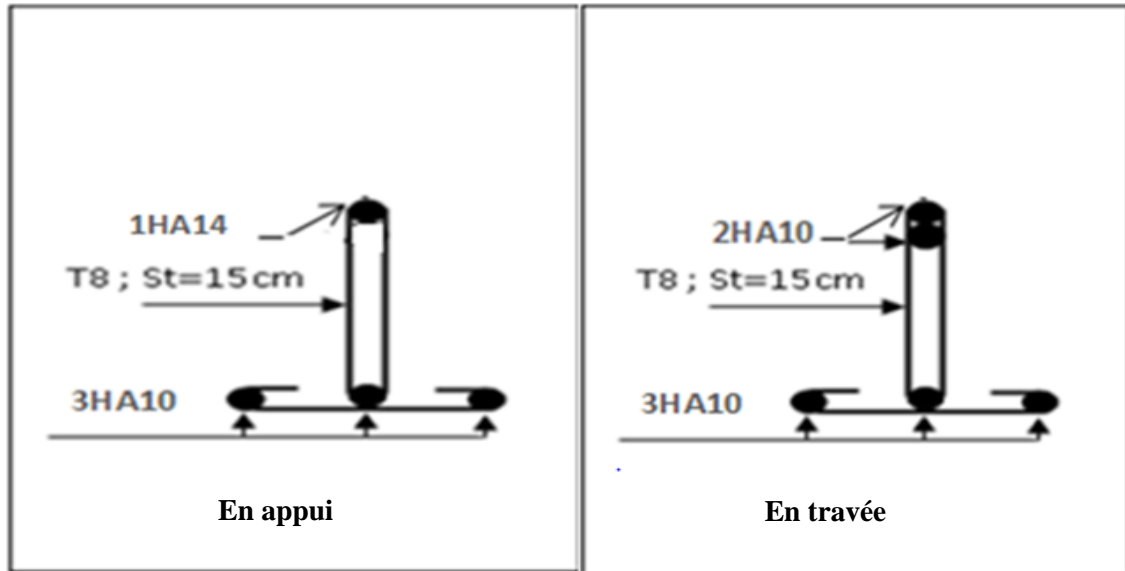


Figure III.11 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage.

III.4. Les escaliers:

III.4.1. Introduction :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse);

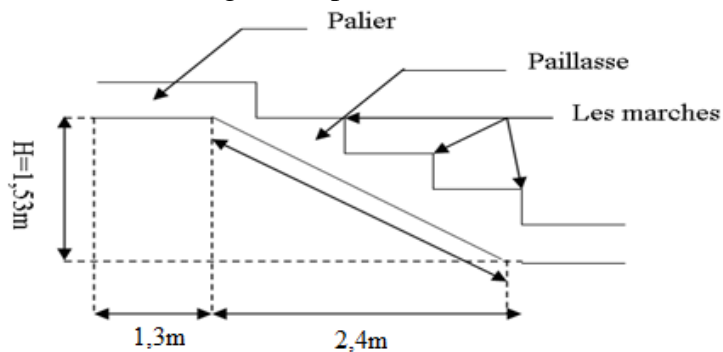


Figure III.12 : Schéma d'escalier.

III.4.2. Calcul des escaliers d'étages + RDC :

- Le schéma statique :

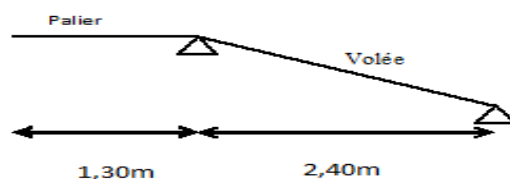


Figure III.13 : Schéma statique des escaliers.

- **Les dimensions de la section :**
 - $h = 17 \text{ cm}$;
 - $b = 100 \text{ cm}$;
 - $c=2 \text{ cm}$;
 - $d=15 \text{ cm}$.

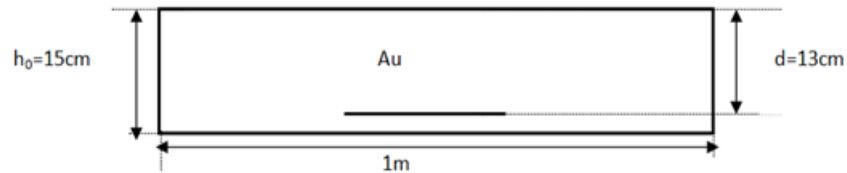


Figure III.14 :Position des armatures structurales du palier.

III.4.3.Calcul des sollicitations:

	$G \text{ (KN/ml)}$	$Q \text{ (KN/ml)}$	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
<i>Paillasse</i>	6.62	2,50	12.69	9.12
<i>Palier</i>	5.35	2,50	10.97	7.85

Tableau III.8 : Chargements sur l'escalier_

ELU :

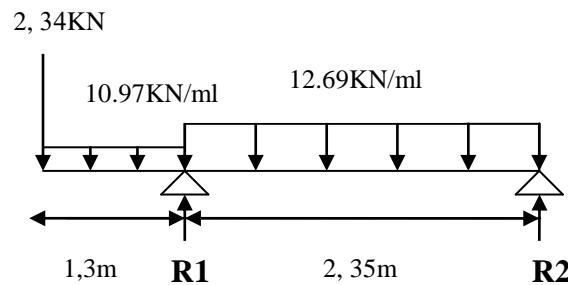


Figure III.15 : Chargement des escaliers a L'ELU.

- **les réactions d'appuis :**

$$R_1 + R_2 = (12.69 \times 2,35) + (10,97 \times 1,30) + 2,34 = 46.42 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow R_1 \times 2,35 - 12.69 \times (2,35)^2 / 2 - 10,97 \times 1,30 \times (2,35 + 0.65) - 2,34 \times 3,65 = 0$$

$$R_1 = 36.75 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 9.67 \text{ KN.}$$

- **Les efforts internes :**

Coupe 1-1 : $0 \leq X \leq 2,35 \text{ m}$

Les efforts tranchant :

$$\sum F_v = 0$$

$$T + R_2 - 12.69x = 0$$

$$T(x) = 12.69x - R_2$$

$$T(x) = 12.69x - 9.67$$

$$T(2.35) = 20.15$$

Le moment :

$$\sum M/G = 0$$

$$-M - 12.69(x^2/2) + 9.67x = 0$$

$$M(x) = -12.69(x^2/2) + 9.67x = 0$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.35) = -12.32 \text{ KN.m}$$

$$x = 9.67/12.69 = 0.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M(0.76) = 3.68 \text{ KN.m}$$

Coupe 2-2 : $0 \leq X \leq 1,3\text{m}$

Les efforts tranchant :

$$\sum Fv = 0$$

$$-T(x) - 10.97x - 2.34 = 0$$

$$T(x) = -10.97x - 2.34$$

$$T(0) = -2.34 \text{ KN}$$

$$T(1.3) = -16.60 \text{ KN}$$

Le moment :

$$\sum M/G = 0$$

$$M + 10.97(x^2/2) + 2.34x = 0$$

$$M(x) = -10.97(x^2/2) - 2.34x$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.35) = -15.09 \text{ KN.m}$$

$$x = 15.09/16.60$$

$$\text{Donc : } M(0.91) = 6.67 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme :**

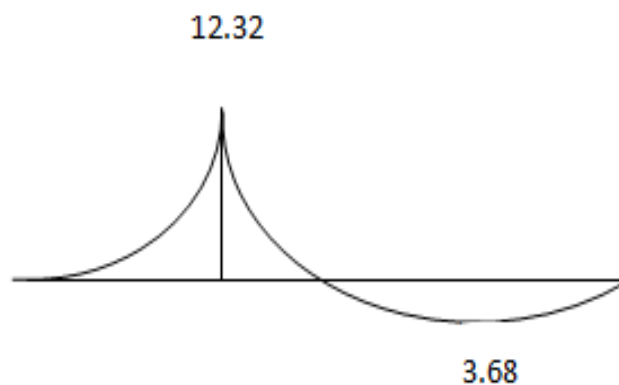
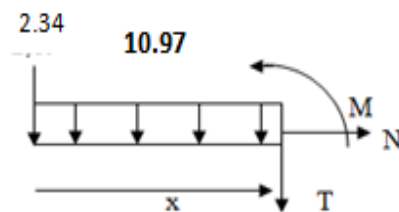
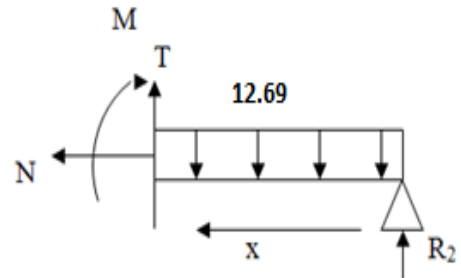


Figure III.16 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU.

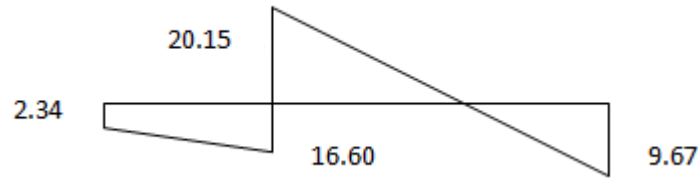


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

L'ELS :

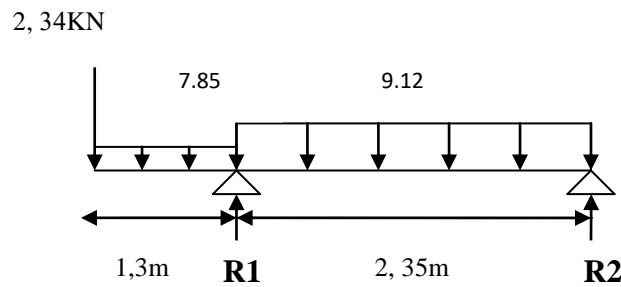


Figure III.18 : Chargement des escaliers a L'ELS.

• **Les réactions d'appuis :**

$$R_1 + R_2 = (9,12 \times 2,35) + (7,85 \times 1,30) + 2,34 = 33,98 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_1 \times 2,35 + 9,12 \times (2,35)^2 / 2 + 7,85 \times 1,30 \times (2,35 + 0,65) + 2,34 \times 3,65 = 0$$

$$R_1 = 27,38 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 6,6 \text{ KN.}$$

• **Les efforts internes :**

Coupe 1-1 : $0 \leq X \leq 2,35\text{m}$

Les efforts tranchant :

$$\sum F_v = 0$$

$$T + R_2 - 9,12x = 0$$

$$T(x) = 9,12x - R_2$$

$$T(x) = 9,12x - 6,6$$

$$T(2,35) = 14,83$$

Le moment :

$$\sum M/G = 0$$

$$-M - 9,12(x^2/2) + 6,6x = 0$$

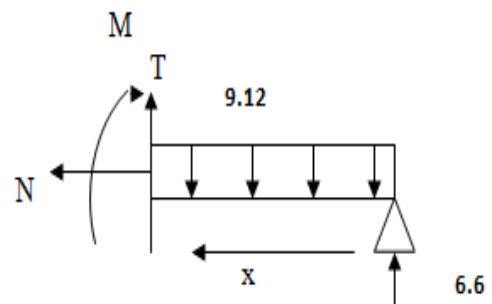
$$M(x) = -9,12(x^2/2) + 6,6x = 0$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,35) = -9,67 \text{ KN.m}$$

$$x = 6,6/9,12 = 0,724$$

$$\text{Donc : } M(0,724) = 2,39 \text{ KN.m}$$



Coupe 2-2 : $0 \leq X \leq 1,30m$

Les efforts tranchant :

$$\sum Fv = 0$$

$$T(x) + 7.85x + 2.34 = 0$$

$$T(x) = -7.85x - 2.34$$

$$T(0) = -2.34 \text{ KN}$$

$$T(1.3) = -20.71 \text{ KN}$$

Le moment :

$$\sum M/G = 0$$

$$M + 7.85(x^2/2) + 2.34x = 0$$

$$M(x) = -7.85(x^2/2) - 2.34x = 0$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2.35) = -27.17 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme :**

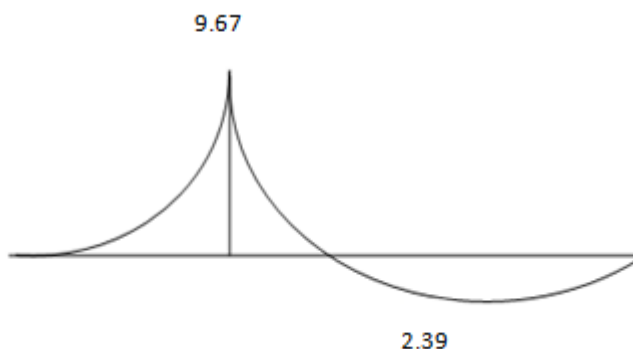
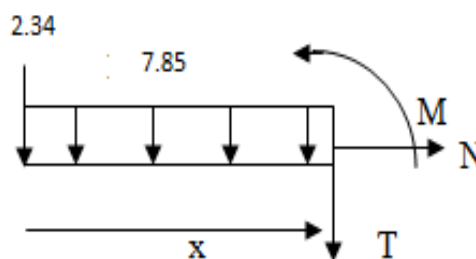


Figure III.19 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS.

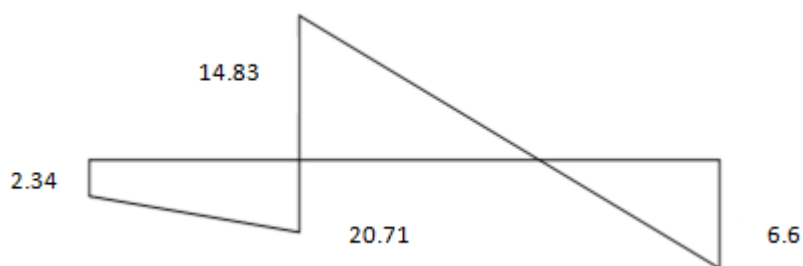


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

Si on considère la volée comme une dalle Donc d'après leBAEL91, On admet les moment suivant :

- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

	$M_{max} (KN.m)$	$M_t (KN.m)$	$M_a (KN.m)$	$T (KN.m)$
E.L.U	12.32	10.47	3.7	20.15
E.L.S	9.67	8.22	2.9	14.83

Tableau III.9 : moments des escaliers aux états limitent.

III.4.3.1. Ferrailage à E.L.U :

Les armatures sont déterminées à l'E.L.U, Pour une bande de $1m$ de largeur sollicitée en flexion simple.

La section d'armature obtenue par $A = \max (A_u, A_{min})$.

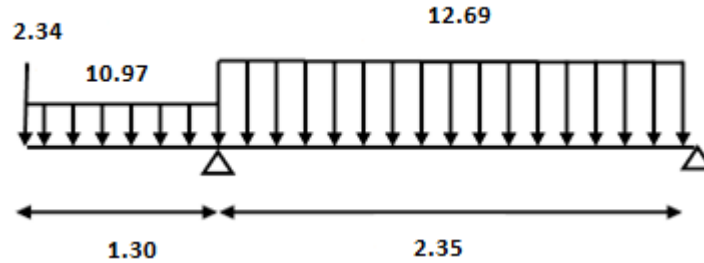


Figure III.21 : Schéma statique et chargement des escaliers.

III.4.3.1.1. Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 10.47 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.032$$

$$0.032 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 15.06$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \cdot \sigma_s} = 196.64 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 2,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A = 3HA14 / \text{ml} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A = 3HA8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(51; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \text{cv.}$$

III.4.3.1.2. Ferrailage sur appuis :

$$M_{a,u}=3,7kN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.011$$

$$0,011 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.2 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 69.95 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 0.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A = 3HA10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_r = 3HA8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(46 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots \text{cv}$$

III.4.4. Vérification à l'E.L.S :**III.4.4.1. En travée :**

$$M_{t,s} = 8,22 \text{ kN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(4,62)y_{ser} - 15(4,62 \times 15.3) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 69,3 y_{ser} - 1060,29 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 465.64$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3,97 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [(d - y_1)^2] \Rightarrow I = 4011.23 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 8.13 \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.13 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 34.82 \text{ MPa}$$

$$34.82 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.4.4.2. En appuis :

$$M_{a,s} = 2.9 \text{ kN.m}$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2,36) y_{ser} - 15(2,36 \times 15.3) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 35,4 y_{ser} - 541.62 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 322.76$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 2,87 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [(d - y_1)^2] \Rightarrow I = 3105.57 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 2.68 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.68 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 174.11 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

$$105,76 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.5.3. Calcul des moments:**Moment statique maximal :**

$$E.L.U : M_{u0} = Q_u L^2 / 8 = 35.98 \times (3,00)^2 / 8 = 40.48 \text{ KN.m.}$$

$$E.L.S : M_{s0} = Q_s L^2 / 8 = 26.17 \times (3,00)^2 / 8 = 29.44 \text{ KN.m.}$$

III.5.4. Répartitions des moments:**a/Moment sur travée:**

$$M_t = 0.85 M_0 ;$$

$$E.L.U : M_{t,u} = 34.41 \text{ KN.m} ;$$

$$E.L.S : M_{t,s} = 25.02 \text{ KN.m.}$$

b/Moment en appui :

$$M_a = 0.3 M_0 ;$$

$$E.L.U : M_{a,u} = 12.14 \text{ KN.m} ;$$

$$E.L.S : M_{a,s} = 8.83 \text{ KN.m.}$$

III.5.5. Calcul des efforts tranchants:

$$V_A = -V_B = \frac{Q_u L}{2} = 53.97 \text{ KN}$$

III.5.6. Ferrailage de la poutre palière:**a. En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{34.41 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,0010 < \mu_{lim u} = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0010}) = 0,0012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26.98 \text{ cm}$$

$$Z = 26.98 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 3.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A = 3HA14/\text{ml} = 4.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{s \min} = 0.97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 4.62 \geq A_{s \min} = 0.97$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Sur appui :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.00039$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\alpha}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00039}) = 0,00048$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26.98 \text{ cm}$$

$$Z = 26.98 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{12.14 \times 10^3}{26.98 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A = 2HA12/\text{ml} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 2.26 \geq A_{s \text{ min}} = 0.97$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.5.7. Vérification à l'ELS :

a) En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15(4.62) y_{ser} - 15(4.62 \times 27) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 69.3 y_{ser} - 1871.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 342.15$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 9.1 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [(d - y_1)^2] \Rightarrow I = 29929.18 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- **Contraintes maximale de compression de béton:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 7.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{f_{tj}}\right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 200.81 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$200.45 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{cv}$$

b) Sur appuis :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(8.38)y_{ser} - 15(8.83 \times 27) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 132.45y_{ser} - 3576.15 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 481.78$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 11.64 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [(d - y_1)^2] \Rightarrow I = 56108.9 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.83 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{tj}}\right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 36.95 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$36.95 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.5.8. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,10 > 0,062 \dots\dots\dots \text{CV} ;$$

$$* A \leq \frac{4,2bd}{f_e} = 8.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = 0,10 > 0,085 \dots\dots \text{CV.}$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9. Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

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

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

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } C = Vu \times 0,1 = 53.97 \times 0,1 = 5.4 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment de torsion est : } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 8.1 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = 216 \text{ KN/m}^2 = 0.216 \text{ MPa}$$

III.5.10. Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_U^2 + \tau_t^2 = 0,67^2 + 0,216^2 = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U^2 = (2,5)^2 = 6,25 \text{ MPa}$$

A .Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre : } U = 2[(b-e) + (h-e)] = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \frac{100 \times 8,83 \times 10^3}{2 \times 625 \times 348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A = 3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

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

B. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0,032 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 6 mm

Donc : on prend $4 \text{ HA } 6$ avec : $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

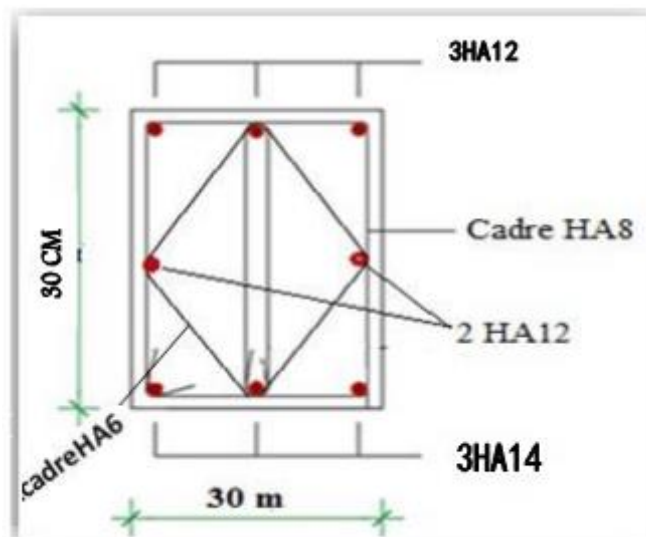


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre IV

Etude Sismique

IV.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sans l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

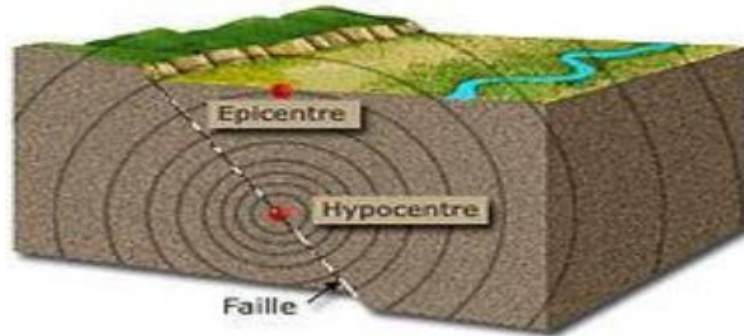


Figure IV.1: caractéristique de séisme.

IV.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.

IV.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 dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.1.Modélisation de la variante 01(système portique)

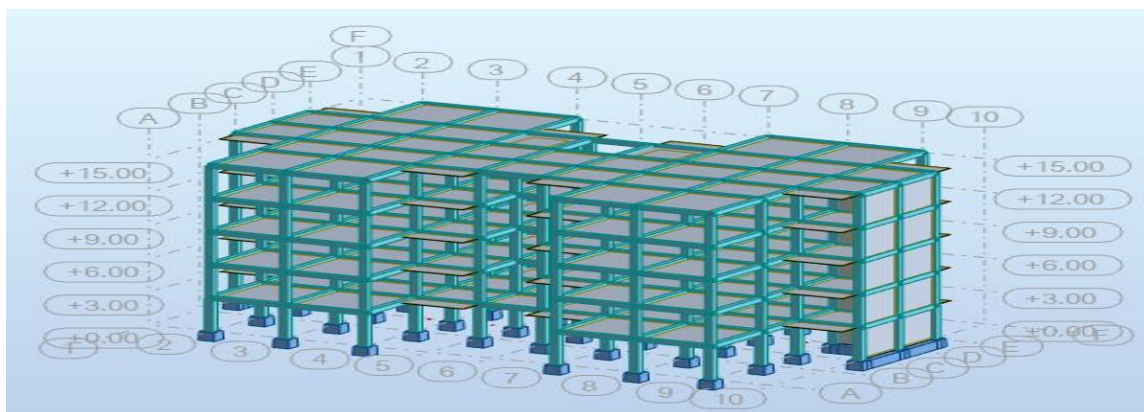


Figure IV.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.

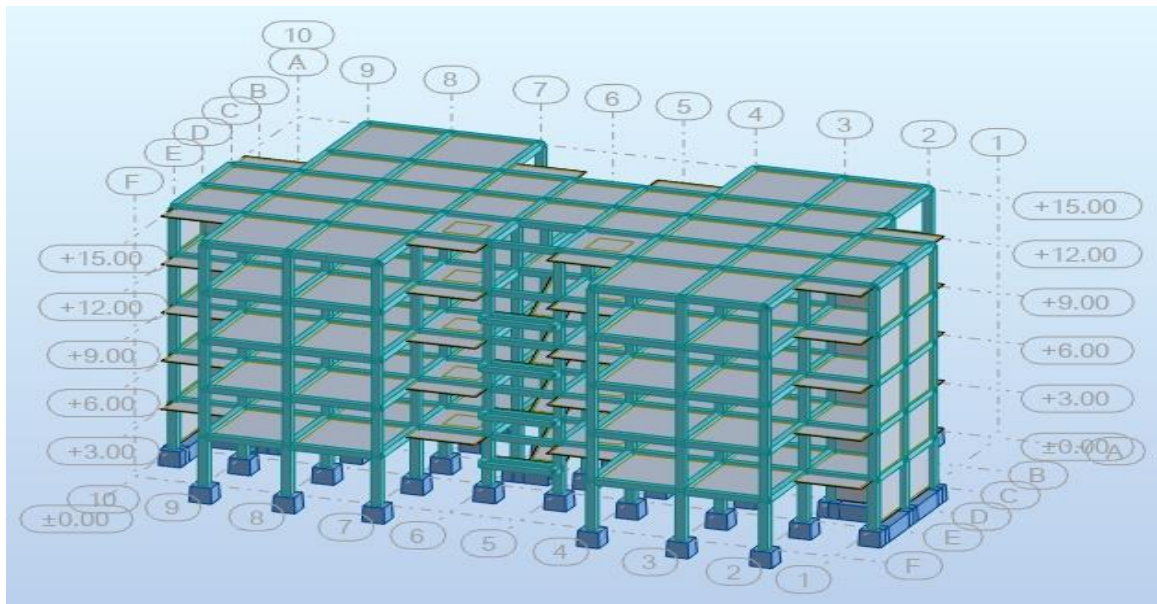


Figure IV.3: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique.

IV.4. Combinaison d'action

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

Ultime, service, accidentel.

BAEL

-ELU : $1,35G + 1.5Q$;

-ELS : $G + Q$.

RPA99/version 2003 :[62]

-GQEx : $G + Q \mp Ex$;

-GQEy : $G + Q \mp Ey$;

-0.8GEx : $0,8G \mp Ex$;

-0.8GEy : $0,8G \mp Ey$.

$$G + Q + 1.2 \begin{cases} Ex \\ Ey \end{cases}$$

Avec :

G: Ensembles des charges permanentes;

Q: Ensembles des charges d'exploitation;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X;

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

IV.5.Méthodes de calculs [63]

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.

IV.5.1.Méthode statique équivalente [64]

IV.5.1.1.Principe de la méthode [65]

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.5.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente [66]

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone I :
Touts groupes

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.5.1.3.Calcul de l'action sismique

IV.5.1.3.1.Calcul de l'action sismique système portique

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

❖ Caractéristiques Dynamique de la structure

- Zone I : sismicité faible;
- Groupe d'usage : 2 ;
- A : coefficient d'accélération de zone, **A = 0.08**;
- Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;

- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

• Valeurs des pénalités P_q

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
4. Régularité en élévation	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

-**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T) [69]

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

- η : Facteur de correction d'amortissement [70]

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

-Amortissement : $\xi = 7\%$ [71]

Donc

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure** [72]

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

-Estimation empirique avec la formule 1

$$T_{emp} = C_t \times h_N^{3/4}$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour noter cas C_t est le même dans deux direction.

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05$$

h_N : hauteur totale de la structure.

$$h_N = 15 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{y1} = T_{x1} = 0.38 \text{ sec}$$

- Estimation empirique avec la formule 2

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x = 30.5 \text{ m} \quad L_y = 18.10 \text{ m}$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 15}{\sqrt{30.5}} = 0.34 \text{ sec} \Rightarrow T_{x2} = 0.24 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 15}{\sqrt{18.10}} = 0 \text{ sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.32 \text{ sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère

La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique. [74]

$$T_X = \min(T_{x1}, T_{x2}) \quad T_X = 0.24 \text{ sec}$$

$$T_Y = \min(T_{y1}, T_{y2}) \quad T_Y = 0.32 \text{ sec}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2)

Site S 2 : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.40 \text{ sec}$. [75]

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site ;

T : période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 0 \leq T_X \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.24 \leq 0.4 \rightarrow DX = 2.5\eta \\ 0 \leq T_X \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.32 \leq 0.4 \rightarrow DX = 2.5\eta \end{cases}$$

Alor :

$$D_X = 2.2$$

$$D_Y = 2.2$$

-R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système

De contreventement

✓ Sens X-X : $R_x = 4$; Sens-Y-Y : $R_y = 4$.

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{staq}
Longitudinal	0.08	2.2	4	1.1	27735	1342.374
Transversal	0.08	2.2	4	1.1	27735	1342.374

Tableau IV. 2: Caractéristique dynamique de la structure de la variante 1.

IV.5.1.4. Modélisation des masses

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés ;

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;
 ✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.1.5. La résultante de force sismique

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% » de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V par une valeur du période fondamental donne par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

IV.5.2. Méthodes dynamiques

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV. 5.2.1. Méthode dynamique spectrale modale

- **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

- **Nombre de modes à considérer**

a- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure,

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de

L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3(N)^{1/2} \quad \text{et} \quad T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

• **Spectre de réponse**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*

• **Présentation du logiciel de calcul**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysis Professional 2014**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

IV.5.2.2.Modélisation de la structure

IV.5.2.2.1.Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a) Analyse statique

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

$[K]$: Matrice de rigidité,

$\{U\}$: Vecteur de déplacement,

$\{R\}$: Vecteur de chargement,

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- - Le poids propre de l'élément poutre ou poteau ;
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique ;
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{U''\} = [M] \times \{U''_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement ;

$\{U''_s\}$: Accélération du sol ;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{U''\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"

-**W**: poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ;

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le $\rightarrow \beta = 0.2$. [83]

a. Système portique (variante 1)

Niveau	$W_{\text{étage}} (KN)$
RDC	5924.74
1 ^{er} étage	5680.49
2 ^{ème} étage	5581.42
3 ^{ème} étage	5493.59
4 ^{ème} étage	5054.76

Tableau IV. 3: Poids de chaque étage de la structure

IV.5.2.2.3.Les données géométriques

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

Système portique

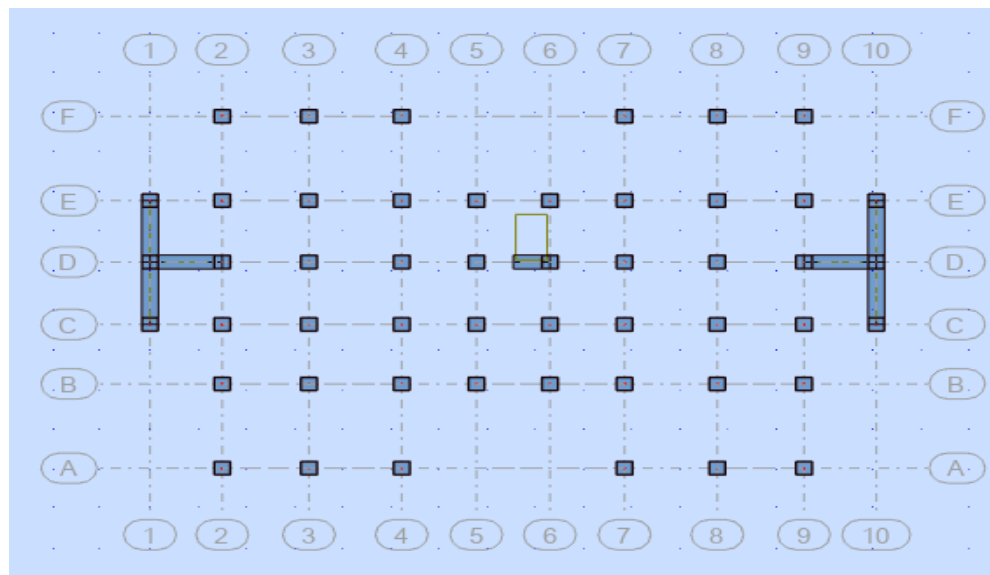


Figure IV.4: Position des voiles .

IV.5.2.2.3.1.Centre de masse

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy} \quad \text{Et} \quad Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

Avec :

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y ;

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} ;

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x ;

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

-L'excentricité théorique :

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}| \quad \text{Et} \quad e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

a. Système portique (variante 1)

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	X_{CR}	Y_{CR}	e_{xt}	e_{yt}
RDC	15.14	9.16	15.07	10.36	0.07	1.2
1	15.14	9.20	15.07	10.39	0.07	1.19
2	14.99	9.24	15.07	10.39	0.08	1.15
3	15.10	9.35	15.07	10.39	0.03	1.04
4	15.07	9.07	15.08	10.34	0.01	1.27

Tableau IV.4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.

IV.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle [84]

$$e_{xa} = \max(5\%L_{Xmax} ; e_{xt}) \quad \text{et} \quad e_{ya} = \max(5\%L_{max} ; e_{yt})$$

L_{imax} : variable pour tout le niveau.

Niveau	L_x	L_y	e_{xa}	e_{ya}
RDC	30.15	17.75	1.51	0.89
1	30.15	17.75	1.51	0.89
2	30.15	17.75	1.51	0.89
3	30.15	17.75	1.51	0.89
4	30.15	17.75	1.51	0.89

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau

IV.6.Résultats de calcul (ROBOT)

IV.6.1.Périodes et facteurs de participation modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse cumulée U_x [%]	Masse cumulée U_y [%]	Nature	Masse modale U_x [%]	Masse modale U_y [%]
1	2.26	0,44	72.65	0,00	Translation	72.65	0,00
2	2.94	0,34	72.65	73.93	Translation	0,00	73.93
3	4.22	0,24	72.76	73.93	Torsion	0,11	0,00
4	6.32	0,16	72.77	78.56	/	0.01	4.63
5	7.53	0,13	90.51	78.58	/	17.74	0.01
6	8.46	0,12	90.52	87.36	/	0.01	8.78
7	9.89	0,10	90.52	87.40	/	0,00	0.01
8	12.16	0,08	90.75	87.40	/	0,23	0.00
9	12.35	0,08	95.02	87.41	/	4.27	0,01
10	12.41	0,08	95.03	91.78	/	0.01	4.36

Tableau IV.6: Périodes et facteurs de participation modale système portique.

IV.6.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

IV.6.2.1.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

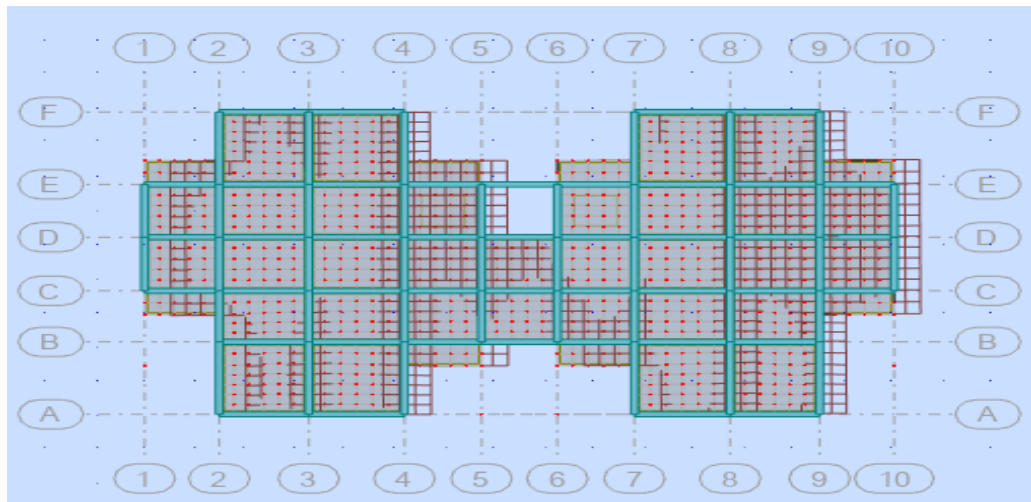


Figure IV.5 : MODE 1 système portique.

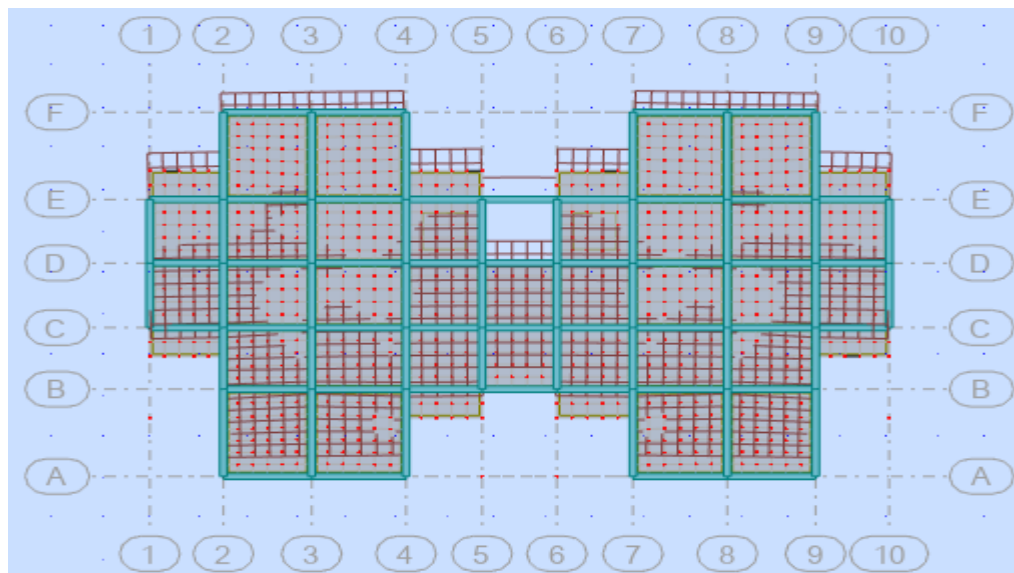


Figure IV.6 : MODE 2 système portique.

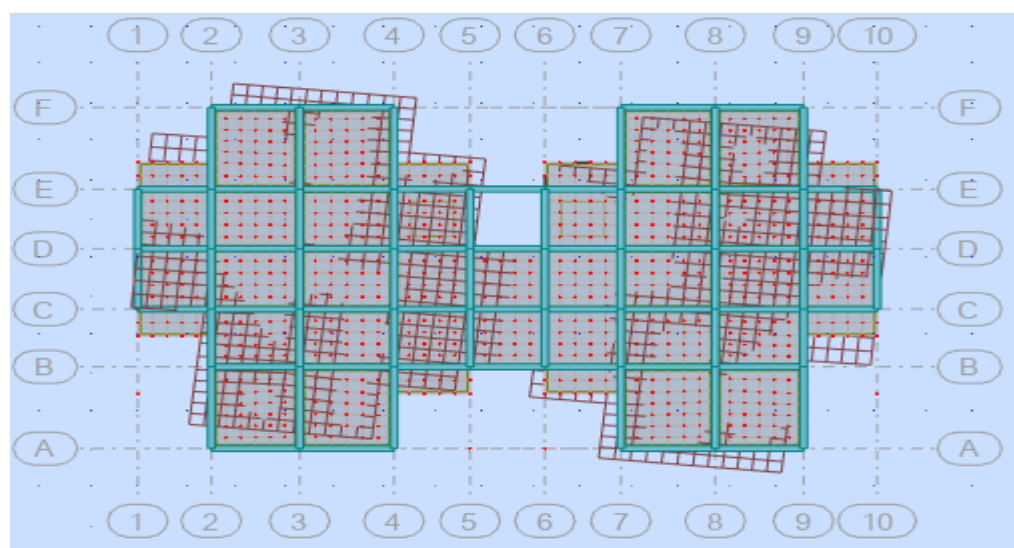


Figure IV.7 : MODE 3 système portique.

IV.7.Distribution verticale de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante [85]

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante [86]

$$F_i = \frac{(v - F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j ;

H_i : niveau de plancher ;

F_t : force concentrée au sommet de la structure ;

W_i : poids de l'étage.

IV.7.1.Distribution verticale de la force sismique système portique

Niveau	V (KN)	H (m)	W (KN)	W.h (KN.m)	$\Sigma W.h$ (KN.m)	F (KN)
RDC	1342.37	3.00	5924.74	17774.22	243834.42	97.85
1 ^{er} étage		6.00	5680.49	34082.94		187.64
2 ^{ème} étage		9.00	5581.42	50232.78		276.54
3 ^{ème} étage		12.00	5493.59	65923.08		362.92
4 ^{ème} étage		15.00	5054.76	75821.4		417.42
$\Sigma F_i = 1342.37$						

Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts de la variante 1.

IV.8.Vérification des méthodes

IV.8.1.Vérification de la période [87]

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dynamique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

IV.8.1.1.Vérification de la période

- La période donnée par **ROBOT** est : $T_{\text{ROBOT}} = 0.44s$;
- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{\text{MSE}} = 0.38s$.

$$1.3 \times 0.38 = 0.49s$$

$$T_{\text{ROBOT}} < T_{\text{MSE}} \dots\dots\dots \text{cv}$$

IV.8.2.Vérification de l'effort tranchant à la base

IV.8.2.1.Vérification de l'effort tranchant à la base variante 1

<i>Sens</i>	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	<i>Observation</i>
<i>x-x</i>	2678.87	1342.37	1073.9	<i>Observé</i>
<i>y-y</i>	2673.94	1342.37	1073.9	<i>Observé</i>

Tableau IV.8 : L'effort tranchant à la base variante 1.

Selon RPA 99 V2003 l'article (4.3.6 page 50) des résultantes des forces sismique

L'effort tranchant à la base sens y-y ($V_{dy} < 0,8V_{st}$) : il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces , déplacements , moments,.....) dans le rapport $0.8V_{st}/ V_{dy}$

$$0.8V_{st} / V_{dy} = 0.45$$

IV.9.Calcul des déplacements [88]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i ;

R : Coefficient de comportement ($R=5$) ;

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\%h_K$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

IV.9.1. Calcul des déplacements système portique

Niveau	Sens x-x					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	Δ_k / h_K (%)	
4 ^{ème} étage	3.1	12.4	2.4	300	0.008	Observé
3 ^{ème} étage	2.5	10	2.8	300	0.0093	Observé
2 ^{ème} étage	1.8	7.2	3.2	300	0.011	Observé
1 ^{er} étage	1	4	2.4	300	0.008	Observé
RDC	0.4	1.6	1.6	300	0.0053	Observé

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens x-x système portique.

Niveau	Sens y-y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	Δ_k / h_K (%)	
4 ^{ème} étage	1.9	7.6	0.8	300	0.0027	Observé
3 ^{er} étage	1.7	6.8	1.6	300	0.0053	Observé
2 ^{er} étage	1.3	5.2	2	300	0.0067	Observé
1 ^{er} étage	0.8	3.2	2	300	0.0067	Observé
RDC	0.3	1.2	1.2	300	0.0040	Observé

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système portique.

IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ [89]

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k» : $P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i = k, \dots, n$;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

$-0.10 < \Theta_k \leq 0.20$: Les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\Theta)$.

-Si $0.20 > \Theta_k$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

IV.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ variante 1

Niveau	Sens x-x					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	Θ_k	
4 ^{ème} étage	300	5054.76	2.4	923.36	0.04	Observé
3 ^{ème} étage	300	10548.35	2.8	1654.29	0.06	Observé
2 ^{ème} étage	300	16129.77	3.2	2171.30	0.08	Observé
1 ^{er} étage	300	21810.26	2.4	2515.99	0.07	Observé
RDC	300	27735	1.6	2678.87	0.06	Observé

Tableau IV.11 : Vérification des effets (P- Δ) sans x-x système portique

Niveau	Sens y-y					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	Θ_k	
4 ^{er} étage	300	5054.76	0.8	829.61	0.02	Observé
3 ^{er} étage	300	10548.35	1.6	1593.61	0.04	Observé
2 ^{er} étage	300	16129.77	2	2161.00	0.05	Observé
1 ^{er} étage	300	21810.26	2	2520.03	0.06	Observé
RDC	300	27735	1.2	2673.94	0.04	Observé

Tableau IV.12 : Vérification des effets (P- Δ) sans y-y système portique.

IV.11. Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un

Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant / moment de renversement ≥ 1.5**

IV.11.1. Vérification au renversement système portique

- *Sans X-X :*

$$M_{resi} = W \times l/2 = 422958.75$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 76376.13$$

$$M_{resi} / M_{renv} = 5.54 > 1.5 \dots\dots cv$$

- *Sans Y-Y :*

$$M_{resi} = W \times l/2 = 251001.75$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 74150.82$$

$$M_{resi} / M_{renv} = 3.39 > 1.5 \dots\dots cv$$

IV.12. Conclusion

Le choix de la disposition des voiles pour le système portique pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences dans les deux systèmes, selon le RPA99/2003 à savoir :

- la vérification de la période ;
- la vérification de la résultante des forces sismiques ;
- justification vis-à-vis les déformations et effet (P- Δ) ;
- Vérification au renversement ;
- Calcul des déplacements.

Chapitre V

Etude Des Eléments Principaux

V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2.Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysis 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

-GQEx : $G + Q \mp Ex$;

-GQEy: $G + Q \mp Ey$;

-0.8GEx: $0,8G \mp Ex$;

-0.8GEy: $0,8G \mp Ey$;

-ELU : $1,35G + 1.5Q$;

-ELS : $G + Q$.

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×40) ;
- ✓ Poutres secondaires (30× 35).

V .2.1.Recommandation du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales [90]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{rmin} = 0,005 \cdot S \cdot b$;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

✓ Armatures transversales [91]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $At = 0.003 \times St \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$ en zone nodale ;
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

$\Phi 1$: valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues [92]}$$

V.2.2.Sollicitations de calculs

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	M_{\max} [kN.m]	63.30	45.16	44.68	16.50
	ELS	M_{\max} [kN.m]	46.42	33.08	32.56	12.03
	Accidentelle	M_{\max} [KN.m]	82.64	32.95	76.96	45.27
	Effort tranchant T [kN]		101.79		73.65	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

V.2.3.Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales**

Suivant le RPA

$$\text{-Poutres principales : } A'_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$$

-Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée:**

- **ELU**

$$M_{u,t} = 45.16 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{45.16 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0.082$$

$$\mu = 0.082 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.107$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.957$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{45.16 \times 10^3}{348 \times 0.957 \times 36} = 3.77 \text{ cm}^2$$

▪ ELA

$$M_{acc.t} = 32.95 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{32.95 \cdot 10^3}{18.5 \times 30 \times (36)^2} = 0.046$$

$$\mu = 0.046 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.059$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.976$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{32.95 \times 10^3}{400 \times 0.976 \times 36} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.00 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_{st} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

✓ Sur appuis

▪ ELU

$$M_{u.t} = 63.30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{63.30 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (36)^2} = 0.115$$

$$\mu = 0.115 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.153$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.939$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{63.30 \times 10^3}{348 \times 0.939 \times 36} = 5.38 \text{ cm}^2$$

▪ ELA

$$M_{acc.t} = 82.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{82.64 \times 10^3}{18.5 \times 30 \times (36)^2} = 0.115$$

$$\mu = 0.115 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.153$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.939$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{82.64 \times 10^3}{400 \times 0.939 \times 36} = 6.1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.1 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

▪ ELS

-La fissuration est peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

- - la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

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

	A	M_u	M_{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>Travée</i>	0.107	45.16	33.08	1.37	0.435	CV
<i>Appui</i>	0.153	63.30	46.42	1.36	0.430	CV

Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l’influence de l’effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(101.79 + \frac{63.30}{32.4} \right) = 0.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{101.79 \times 1000}{300 \times 360} = 0.942 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.942 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t

✓ **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espace des armatures transversales**

* **Zone nodale** : $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

* **Zone courante** : $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$

Donc

- $\delta_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante ;
- $\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

– **Vérification des armatures transversales**

* **Zone nodale**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

* **Zone courante**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 20 = 1.8 \text{ cm}^2$$

– **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40\phi$ en zone I

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

Remarque

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau Récapitulatif

➤ ELU

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	Barres choisies	A_{cor} [cm ²]	L_r cm
		BAEL	RPA	Etage	Etage	Etage	Etage	40
Poutres principales	Travée	1.36	6.00	3.77	6.00	6HA12	6.79	40
	Appui	1.36	6.00	5.38	6.11	6HA12	6.79	40
Poutres secondaires	Travée	1.18	5.25	2.03	5.25	5HA12	5.65	40
	Appui	1.18	5.25	2.42	5.25	5HA12	5.65	40

Tableau V. 3: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		A	M_u	M_{ser}	$\bar{\alpha}$	Condition
		Etage	Etage	Etage	Etage	
Poutres principales	Travée	0.107	45.16	33.08	0.435	CV
	Appui	0.153	63.30	46.42	0.430	CV
Poutres secondaires	Travée	0.189	16.50	12.03	0.435	CV
	Appui	0.181	44.68	32.56	0.435	CV

Tableau V. 4: Récapitulatif de vérification à ELS.

V.2.4. Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage)

– Poutres Principales

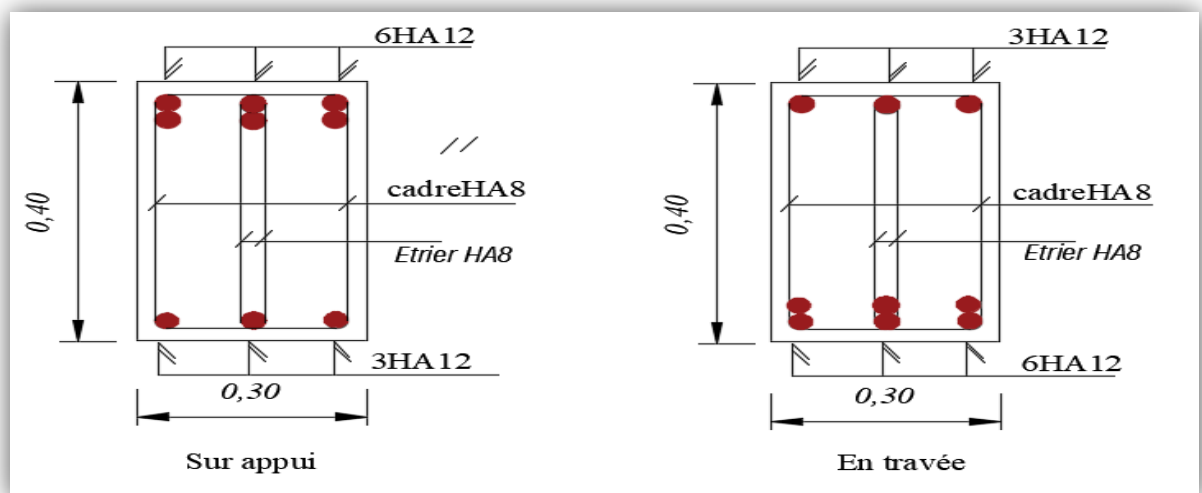


Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.

– Poutres secondaires

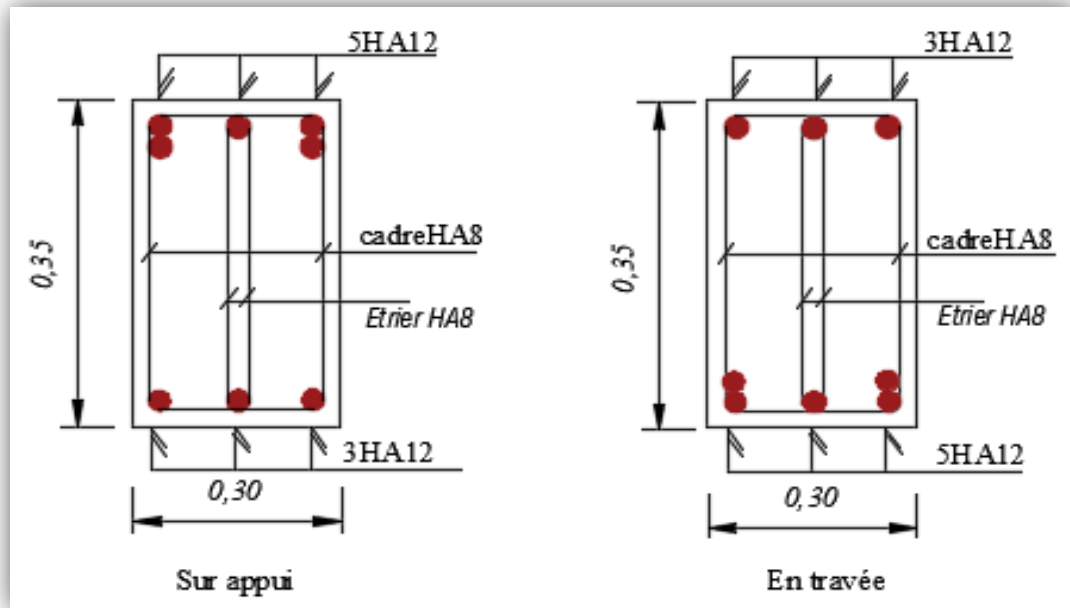


Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.

V.3. Etude des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

V.3.2. Aspect réglementaire

• Les combinaisons accidentelles

Suivant le RPA :

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

E.L.A

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

• Les combinaisons fondamentales

Suivant le BAEL

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

E.L.S : $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$;
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

▪ Armatures longitudinales [93]

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

* Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I ;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

▪ Armatures transversales [94]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élancement géométrique des poteaux -dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

$$\text{- Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\%$$

$$\text{- Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\%$$

$$\text{- Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limitent précédentes}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V.3.3. Les sollicitations

✓ Poteaux (35×35)

CAS	Efforts	ELU	ELS	ELA
Cas 1	N_{max} [KN]	1112.81	813.29	1956.61
	M_{Ycor} [KN.m]	4.35	3.15	74.75
	M_{Zcor} [KN.m]	4.46	3.29	1.06
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	46.37	33.88	52.23
	M_{Ycor} [KN.m]	0.16	0.11	4.69
	N_{cor} [KN]	119.83	87.94	917.09
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	25.36	18.44	65.66
	M_{Zcor} [KN.m]	3.51	2.55	1.78
	N_{cor} [KN]	46.23	33.57	1307.82

Cas 4	N_{min} [KN]	37.38	27.19	1307.82
	M_{Zcor} [KN.m]	2.27	1.65	1.78
	M_{Ycor} [KN.m]	13.26	9.65	65.66

Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux (35*35).✓ **Poteaux (40×40)**

CAS	efforts	ELU	ELS	ELA
Cas 1	N_{max} [KN]	1112.81	813.29	1956.61
	M_{Ycor} [KN.m]	4.35	3.15	74.75
	M_{Zcor} [KN.m]	4.46	3.29	1.06
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	29.50	21.45	52.23
	M_{Ycor} [KN.m]	2.10	1.54	4.69
	N_{cor} [KN]	824.05	604.47	917.09
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	15.68	11.32	65.66
	M_{Zcor} [KN.m]	0.60	0.48	1.78
	N_{cor} [KN]	796.95	582.34	1307.82
Cas 4	N_{min} [KN]	200.44	146.69	1307.82
	M_{Zcor} [KN.m]	1.98	1.44	1.78
	M_{Ycor} [KN.m]	10.1	7.31	65.66

Tableau V.6 : Sollicitations des poteaux (40*40).**V.3.4.Exemple de calcul**✓ **Etat Limite De Stabilité De Forme**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec

e_1 : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1;

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$$N_{max} = 1112.81 \text{ KN}; M_{corr} = 4.35 \text{ KN.m}; M_{ser} = 3.15 \text{ KN.m}$$

*** Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{4.35}{1112.81} = 0.004 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{300}{250} \right) = \max(2, 1.2)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{4.35}{1.5 \times 3.15} \right)$$

$$\alpha = 0.79;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3.00)^2}{10000 \times 0.4} (2 + 0.79 \times 2)$$

$$e_2 = 0.012$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.036 \text{ m}$$

*** Calcul de coefficient de remplissage ψ**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1112.81 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14.2} = 0.49$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

*** Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.49}}{19.06} = 0.145$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.145 \times 0.40 = 0.058$$

$$e = 0.036m < e_{Nc} = 0.058 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e < e_{Nc}$: Section entièrement comprimée.

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2$ x périmètre de la section.

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.40 + 0.40) \times 2] = \mathbf{6.4\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 40}{1000}; 40 \times 40 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{1.6\text{cm}^2; 8.4\text{cm}^2\}$$

$$A_{s,\min} \geq 8.4\text{cm}^2$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales**

- * **en zone courante**

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = \mathbf{64\text{cm}^2}$$

- * **en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = \mathbf{96\text{cm}^2}$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12\text{mm}$.

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = 0.7\% \times (b \cdot h) = 0.007 \times 40 \times 40 = 11.12\text{cm}^2$$

- * **Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{s,\min} = \mathbf{11.12\text{cm}^2}$$

On adopte: $A_s = 8\text{HA}14 = \mathbf{12.31\text{cm}^2}$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service**

- **Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \mathbf{0.004m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 40 \times 40 + 15 \times 12.31 \Rightarrow S = \mathbf{1748.65\text{cm}^2}$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -1.95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 21983883 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 9.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 8.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 9.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_1 = 22.35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$V_2 = 17.65 \text{ cm}$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{\text{ser}}}{B_0} + \frac{M_{\text{ser}} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 55.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{\text{ser}}}{B_0} - \frac{M_{\text{ser}} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 52.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Max}(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 55.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Calcul des armatures transversales**

$$L_f = 0,7 \times 3,00 = 2,10 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{210}{40} = 5,25 > 5$$

$$\text{donc: } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(18; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$$t \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

– Suivant le RPA :

* **Zone nodale**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 12mm$$

$$t \leq \min(12; 15cm)$$

$$t \leq 12cm \Rightarrow t = 12cm$$

*** Zone courante**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18cm \Rightarrow t' = 18cm$$

– Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,3 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

– Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 21.23 \times 0,1}{40 \times 400} \times 10^{-2} = 0,049 \text{ cm}^2$$

– Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{300}{40} = 7.5 > 5$$

On a : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,min} = 0,3\% t \cdot b_1$

$$A_{t,min} = 0,3\% t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de 10φ_t

V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux

✓ **Poteaux (40*40)**

CAS	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	A _{adopté}	Longueur de Rec (cm)
CAS1	6.4	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)
CAS2	3.12	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)
CAS3	1.55	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)
CAS4	0.40	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)

Tableau V.7 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40*40).

– Vérification à l'ELS

Cas	N_{ser}	M_{ser}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1	813.26	3.15	3.38	15	47.16	201.66
2	604.47	1.54	1.73	15	23.87	201.66
3	582.34	11.32	2.11	15	34.52	201.66
4	146.69	7.31	0.34	15	4.45	201.66

Tableau V.8 : Vérification des contraintes des poteaux (40*40).

Vérification de l'effort tranchant

✓ Poteaux (40*40)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21.13}{0,4 \times 0,36} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

• Vérification de l'effort normal

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{813.29}{1600 \times 25} = 0.20 \leq 0,30$$

V.3.5.Schéma de ferrailage

✓ Poteaux (40*40)

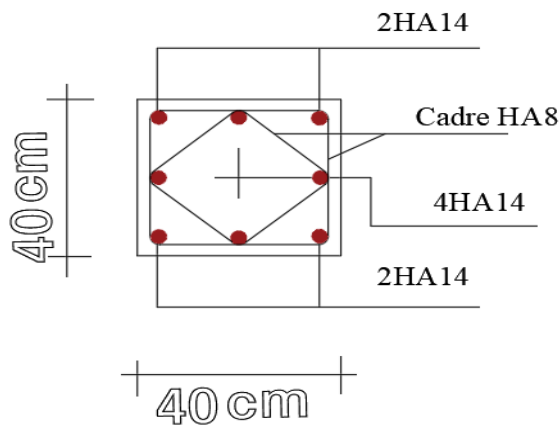


Figure V. 3 : Ferrailage des poteaux (40*40).

V.4. Les voiles

V.4.1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation du RPA99/2003

a. Armatures verticales [98]

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue;

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales [99]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = l \cdot IV / f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) [100]

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{\min} = 0.15\%(b \times h)$ → Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min} = 0.10\%(b \times h)$ → En zone courante.

❖ L'espaceur

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ Longueurs de recouvrement

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible ;
- 20ϕ : Pour les barres situées dans.

V.4.3. Les sollicitations

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- Cas 1 : N min – M correspondant;
- Cas 2 : N max – M correspondant;
- Cas 3 : M max – N correspondant.

✓ Système portique (variante 1)

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
voile	1588.39	1306.47	847.99	1577.26	1577.26	1588.39	1182.17
Sens Y-Y							
Voile	1574.76	136.94	780.85	708.35	708.35	1574.76	612.44

Tableau. V. 9: Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

V.4. 4.Exemple de calcul d'un voile plein variante 1 (15cm)

$$M = 1306.47 \text{KN.m}$$

$$N = 1588.39 \text{KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 3^3}{12} = 0.34 \text{m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.15 \times 3 = 0.45 \text{m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{m}$$

Avec:

I: Inertie du voile;

Ω : Surface en plan du voile ;

v : La position de l'axe neutre.

- **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 9293.6 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2234.08 \text{KN/m}^2$$

Calcul de L_c

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.45 \text{m.}$$

$$L_t = L - L_c = 3 - 2.45 = 0.55 \text{m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3}{2}, \frac{2 \times 2.45}{3} \right) = 1.6 \text{m}$$

soit : $d = 1.6 \text{m}$

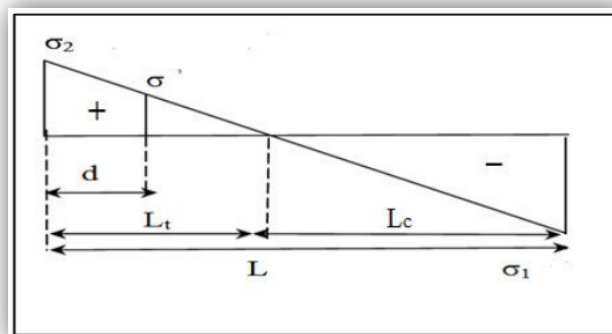


Figure V. 4 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$ on utilise la longueur de la partie tendue (L_t) pour le calcul de ferrailage.

de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 184.31 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 0.69 \text{ cm}^2$$

Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L = 13 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 15 \times 13 = 0.39 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue : $A = \max (A_s ; A_{\min}) = \max(0.69 ; 0.39)$

$$A_s = 0.69 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile :

$$A_s \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 15 \times 300 = 6.75 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 3.00 - 2 \times 0.55 = 1.9 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0.0010 \times 15 \times 190 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$L_2 = L - 2L_1 = 300 - (2 \times 30) = 240 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2 / S_t = 240 / 20 = 12$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 12$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 12 + 1 = 13$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t / 2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L / 10 = 30 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1 / S_t = 3$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 3$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 3 + 1 = 4$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a / 10 = 15 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \emptyset = 12 \text{ mm}$$

✓ **Zone courante**

$$A_s = 13 \text{ HA } 12 = 14.70 \text{ cm}^2$$

La zone d'about

$$A_s = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tot} = 2A_{tend} + A_{comp} = 2 \times 4.52 + 14.70 = 23.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tot} = 23.74 \text{ cm}^2 > A_{min} (\text{globale}) = 6.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5MPa}$$

Avec :

$$\tau = 1.2 \mathbf{MPa} < 5 \text{MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$ donc : $S_t = \mathbf{20cm}$

$$A_t \geq \mathbf{0.08 \text{ cm}^2}$$

• **Choix des armatures**

On adopte : = $4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

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

• **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Le pourcentage minimum d'armatures**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,min}(\text{RPA}) = 0.25\% \times b \times S_t = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

V.4.5. Schéma de ferrailage système portique

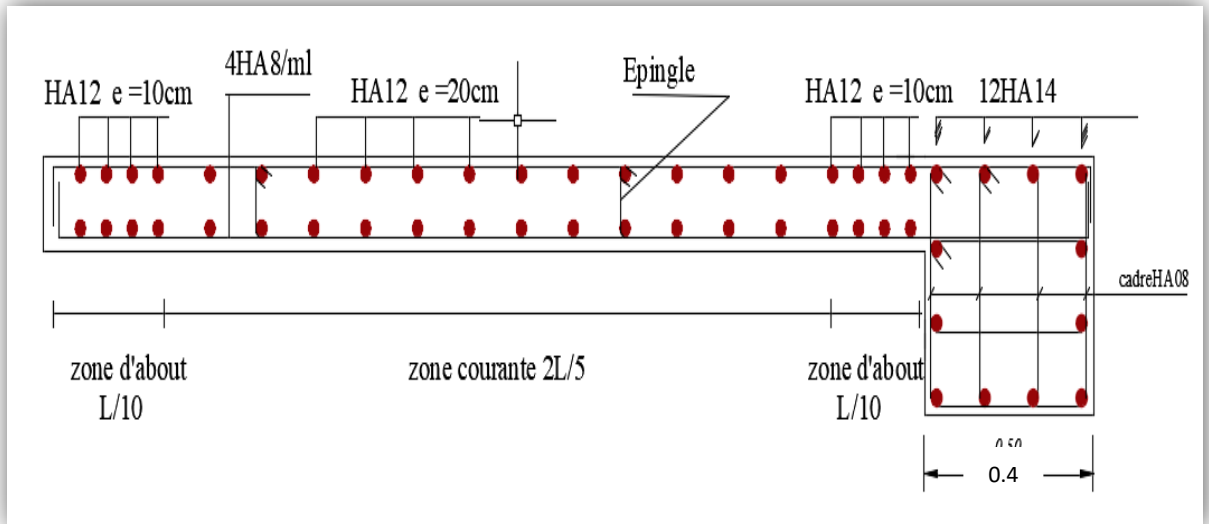


Figure V.5: Schéma de ferrailage du voile.

. V.5.Conclusion

Eléments		Choix d'armatures	A _{corp} [Cm ²]	A _{répa} (/ml)
Poteaux (40*40)		8HA14	12.32	4HA8
Poutres principales		6HA12	6.79	4HA8
Poutres secondaires		5HA12	5.65	4HA8
Voiles	Zone Courante	13HA12	14.70	4HA8
	Zone d'about	4HA12	4.42	4HA8

Tableau. V.10 : conclusion de ferrailages pour des éléments principaux.

Chapitre IV

Etude de l'Infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Système portique

VI.2.1Le 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.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma_s}$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 552.05 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 27735 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma_s}} = \frac{27735}{200} = 138.675 \text{ m}^2$$

• Verification:

- $S / S_0 = 138.675 / 552.05 = 25.01\%$
- $S / S_0 = 25.01\% < 50\%$

VI.2.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.2.2. Calcul des semelles

VI.2.2.1. Calcul de la semelle isolée

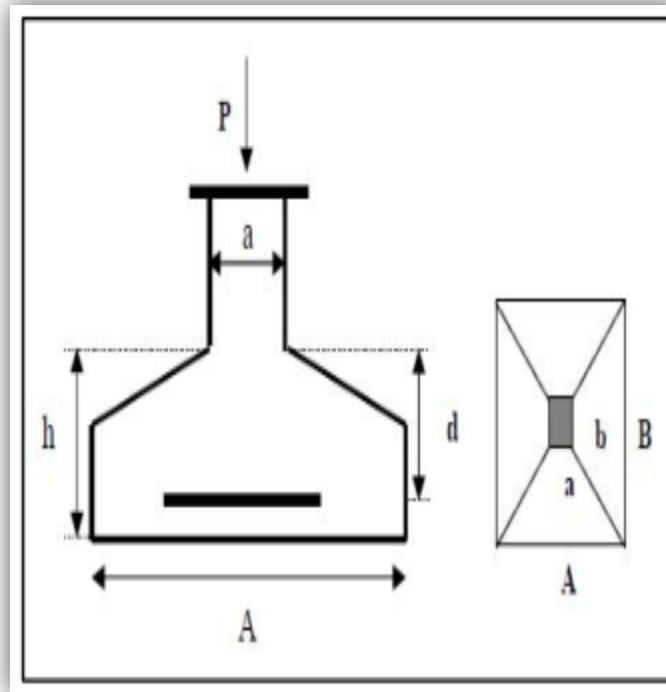


Figure VI.1 : Semelle isolée.

➤ Condition d'homogénéité

$$a = 40 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

$$N_{ser} = 813.29 \text{ KN}; M_{ser} = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1112.81 \text{ KN}; M_u = 4.35 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 4.07 \text{ m}^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 4.12 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{Nu}{A \times B} \quad A \times B = \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1112.81}{200}}$$

$$B \geq 2.40 \text{ m}$$

B = A = 2.40m

Donc finalement on choisie une semelle de (2.40m×2.40m)

➤ **Détermination de "d" et "ht"**

D'prés la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$d \geq \begin{cases} A-a / 4 = 50 \text{ cm} \implies d = 50 \text{ cm} \\ B-b / 4 = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

D'ou : $h = d+5 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$

➤ **Vérification des conditions de stabilité**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0.u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{4.35}{1112.81} = 0.0039m$$

$$e_0 = 0.0039m \leq \frac{A}{6} = \frac{2.35}{6} = 0.40 \dots\dots\dots cv$$

Selon on a :

$$e_0 = 0.0039m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.35}{4} = 0.58 \dots\dots\dots cv$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité**

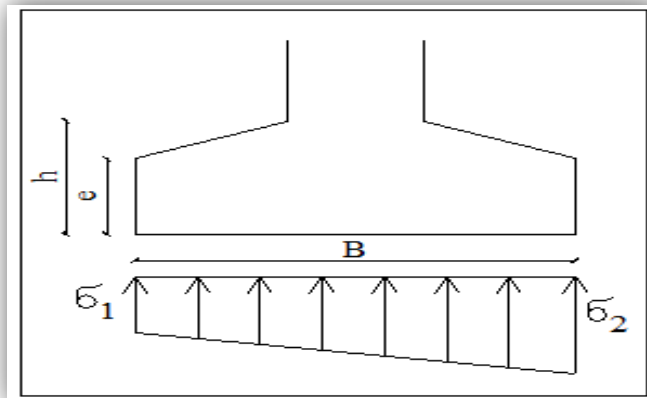


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\begin{cases} \sigma_M = (1 + \frac{6e_0}{B}) \frac{Nu}{A.B} = 195.07 KN / m^2 \\ \sigma_m = (1 - \frac{6e_0}{B}) \frac{Nu}{A.B} = 191.31 KN / m^2 \\ \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 194.13 KN / m^2 \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = 191.13 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots c.n.v$

➤ **Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.55 \times (2.4) (2.4) \times 25 = 85.94 \text{ KN}$$

– **Poids de remblai**

$$P_r = 18 (2.4 \times 2.4 - 0.4 \times 0.4) (2.4 - 0.55)$$

$$P_r = 186.48 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1112.81 + 85.94 + 186.48 = 1385.23 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1112.81 + 1.35(85.94 + 186.48) = 1480.577 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

• **Sens X-X**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_{u'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1118.23 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_{s'}(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1118.23(2.4 - 0.4)}{8 \times 0.55 \times 348} = 14.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 14.60 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 14.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 10 \text{ HA14} = 15.39 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 60 \text{ cm} \leq B/4; \quad 30 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.2.2.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle

$$\left\{ \begin{array}{l} a1 = a + h = 2.4 + 0.55 = 2.95 \text{ m} \\ b1 = b + h = 2.5 + 0.55 = 2.95 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a2 = a + 2h = 2.4 + (2 \times 0.55) = 3.5 \text{ m} \\ b2 = b + 2h = 2.5 + (2 \times 0.55) = 3.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$u_c = 2(a1 + b1) = 2(3.5 + 3.5) = 14 \text{ m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = -80.06 \text{ KN}$$

$$P_u' = -80.06 \text{ KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 31.5 \text{ KN}$$

VI.2.2.3. Schéma de ferrailage

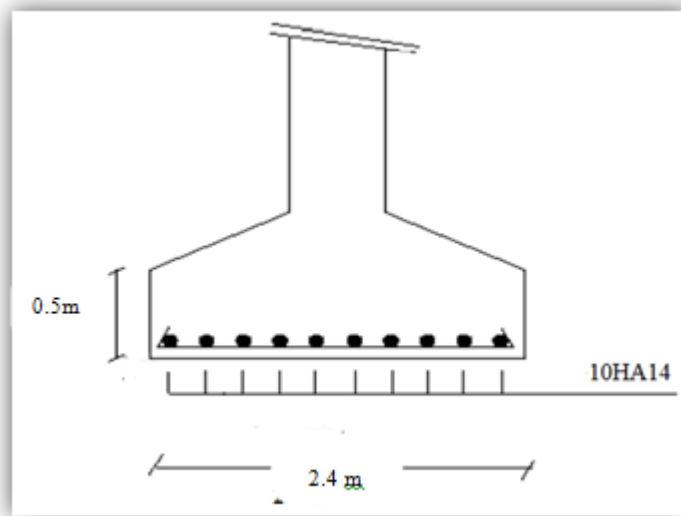


Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.2.3. Calcul de la semelle filante sous voile

VI.2.3.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (X-X)

Avec : $L = 3.00 \text{ m}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_{ser} = 629.71 \text{ KN}; M_{ser} = 22.82 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 858.79 \text{ KN}; M_u = 31.18 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{858.79}{3.00} = 286.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{31.18}{3.00} = 10.39 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{429.71}{3.00} = 209.9 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{22.82}{3.00} = 7.6 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1.05 \text{ m}^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.06 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.39}{286.29} = 0.04 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.24 \text{ m}$$

Il faut que

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.24}{2.4}\right) \frac{286.29}{200} = 1.86 \text{ m}$$

Donc on adopte : $B=3 \text{ m}$

$$B=3 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.24}{3}\right) \frac{286.29}{1 \times 3} = 118.33 \text{ KN/m}^2$$

$$118.33 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.72 \Rightarrow d = 80 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 85 \text{ cm}$$

➤ Le ferrailage

La section d'armature principale par unité de longueur vaut

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B-b) = \frac{286.29}{8 \times 80 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.24}{3}\right) (3 - 0.15) = 4.54 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 10.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 10.26 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ L'espacement

$$\text{Soit : } S_t = 100/6 = 17 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'espacement

$$S_t = 12.5 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Les armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ Vérification de l'espacement

$$S_r = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

• La longueur de scellement

$$L_s = 40\Phi = 48 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 48 \text{ cm} \leq B/4; \quad 30 \text{ cm} \leq 48 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.2.3.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y)

Avec $L=3.00\text{m}$

➤ Calcul des sollicitations

$$N_u = 893.06 \text{ KN}; M_u = 9.46 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 493.28 \text{ KN}; M_{ser} = 10.62 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{893.06}{3.00} = 297.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{9.46}{3.00} = 3.15 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{493.28}{3.00} = 164.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{10.62}{3.00} = 3.54 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Vérification

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.82 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.10 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.15}{297.69} = 0.011 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.063 \text{ m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{0.063}\right) \frac{297.69}{200} = 1.75 \text{ m}$$

Donc on adopte : $B=2 \text{ m}$

$$B=2 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{2}\right) \frac{297.69}{1 \times 2} = 151.30 \text{ KN/m}^2$$

$$151.30 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 50 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 55 \text{ cm}$$

➤ Le ferrailage

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B} \right) (B - b) = \frac{297.69}{8 \times 50 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{2} \right) (2 - 0.15) = 4.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 6.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espacement**

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 37.5 \text{ cm} \leq 56 \text{ cm} \leq 75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.2.3.3. Schéma de ferrailage

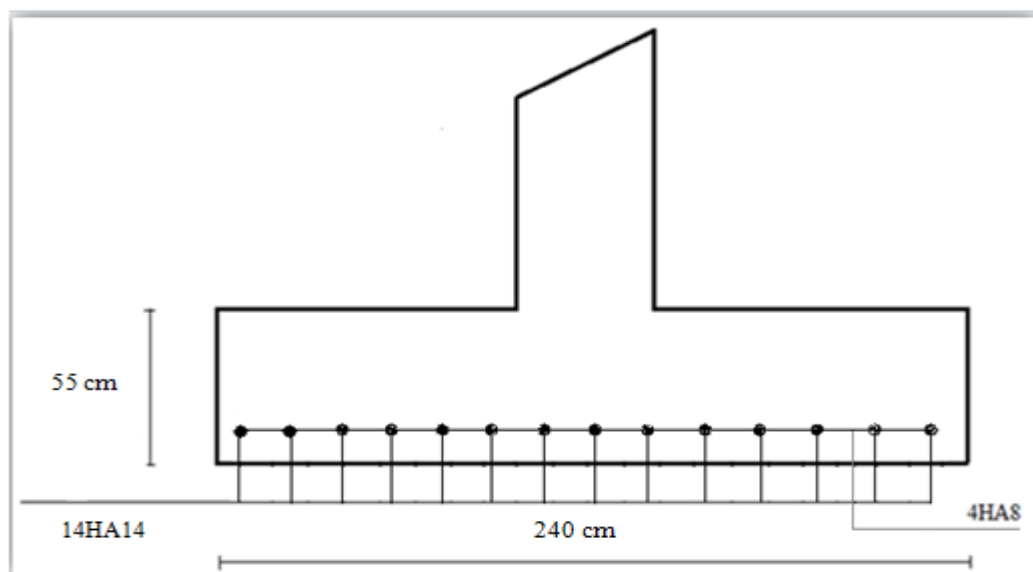


Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.

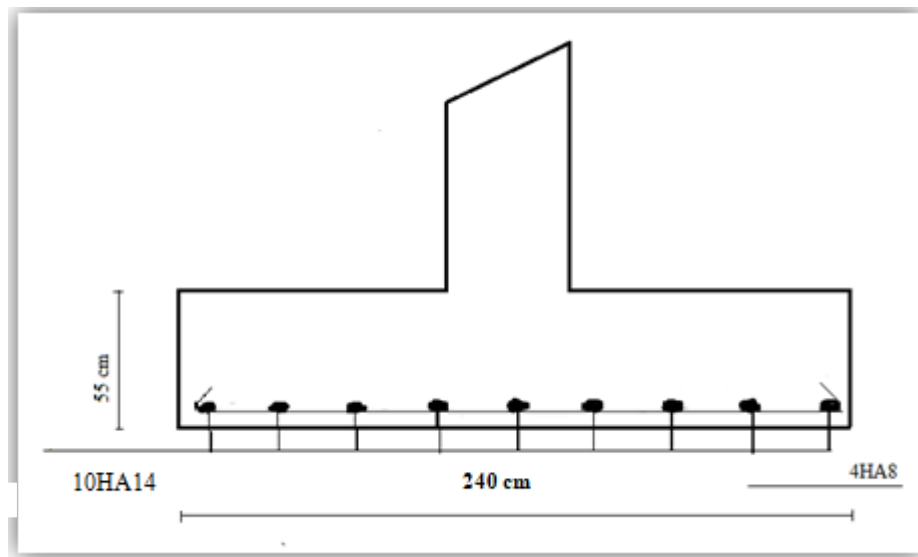


Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

VI.2.4. Les longrines

VI.2.4.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'abord l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.2.4.2. Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S 2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 35) cm².

On adopte (b x h) = (30 x 35) cm².

VI.2.4.3. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique ;

(Dans notre cas $\alpha = 15$).

VI.2.4.4. Ferrailage de longrines

➤ A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} [1]$$

On à: $N_u = 1112.81 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{1112.81 \times 1000}{348 \times 15} = 2.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service: (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_{ser} = 896.94 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{813.29}{15 \times 201.66} = 2.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale :(RPA 99)**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ l).

$$\text{Alors: } A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 35)$$

$$A_r = 6.3 \text{ cm}^2$$

➤ **Résultats**

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte **A = 6 HA 12 = 6.79 cm**

➤ **Espacement**

$$S_t = \min [20\text{cm}; 15\phi_l] = \min [20\text{cm}; 18\text{cm}]$$

On adopte : **St = 18 cm.**

➤ **Armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopte $\phi_t = 8\text{mm}$

VI.2.4.5.Schéma de ferrailage

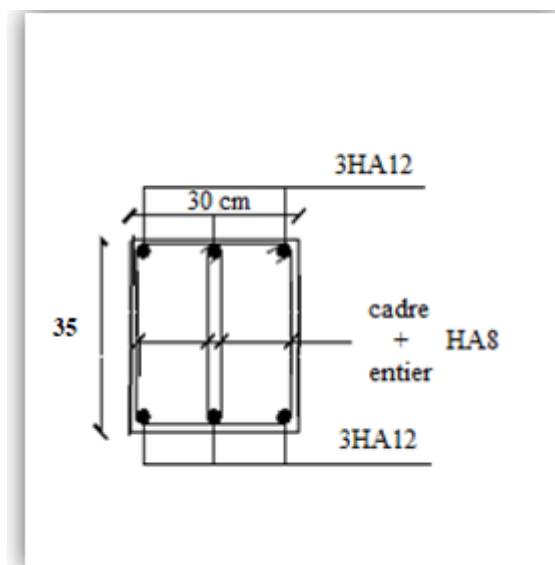
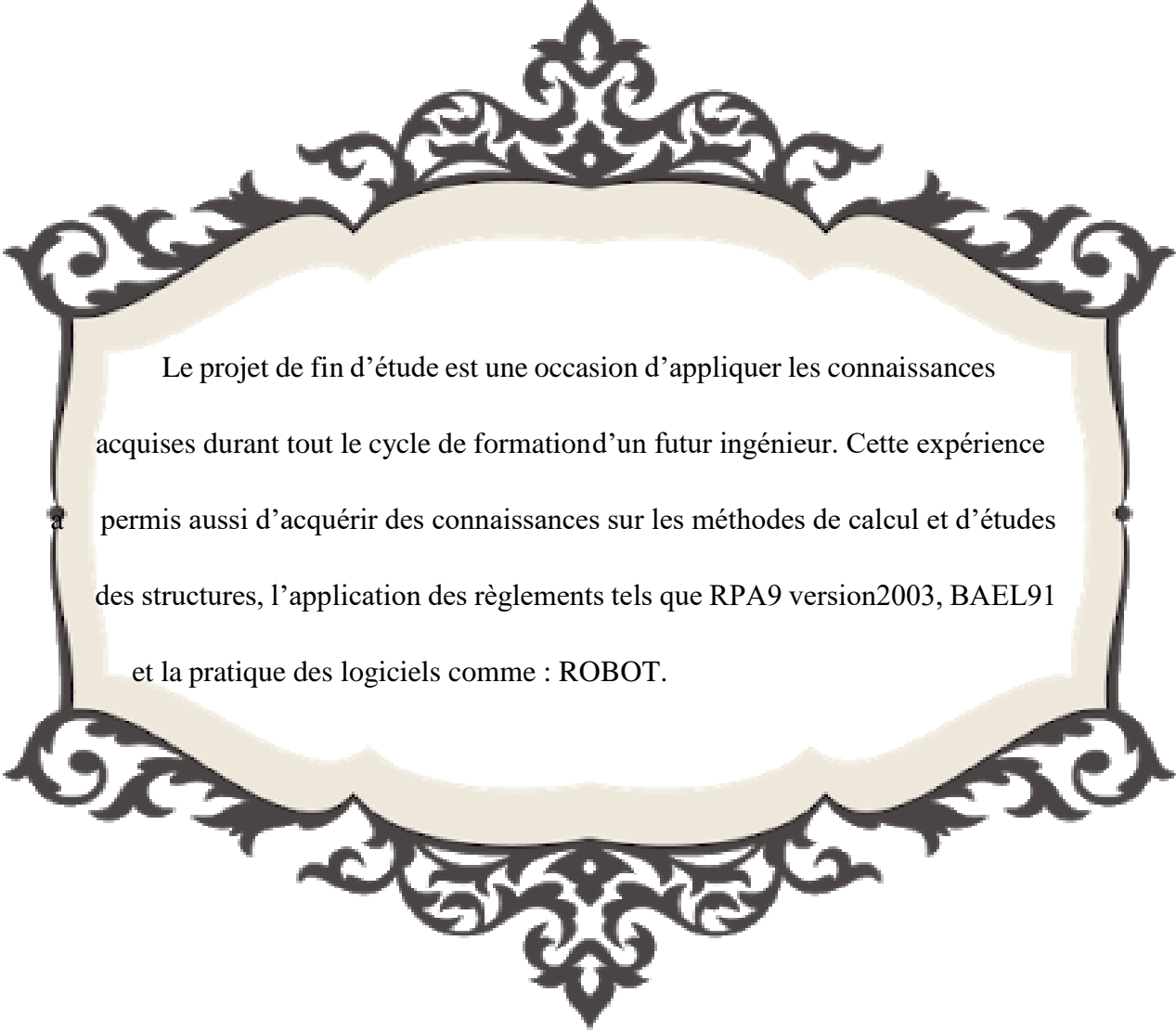


Figure.VI.6:schéma de Ferrailage des longrines.

CONCLUSION



Le projet de fin d'étude est une occasion d'appliquer les connaissances acquises durant tout le cycle de formation d'un futur ingénieur. Cette expérience a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que RPA9 version 2003, BAEL91 et la pratique des logiciels comme : ROBOT.

REFERENCES

[1] - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A .93, Document

Technique Réglementaire DTR–B.C.2.41

[2] - Pratique du B.A.E.L.91 et B.A.E.L.99

[3] - Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.48

[4] - Charge permanentes et surcharges d'exploitation, Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.2.

[5] - Albert FUENTES 1983 Calcul Pratique des Ossature en Béton Arme.

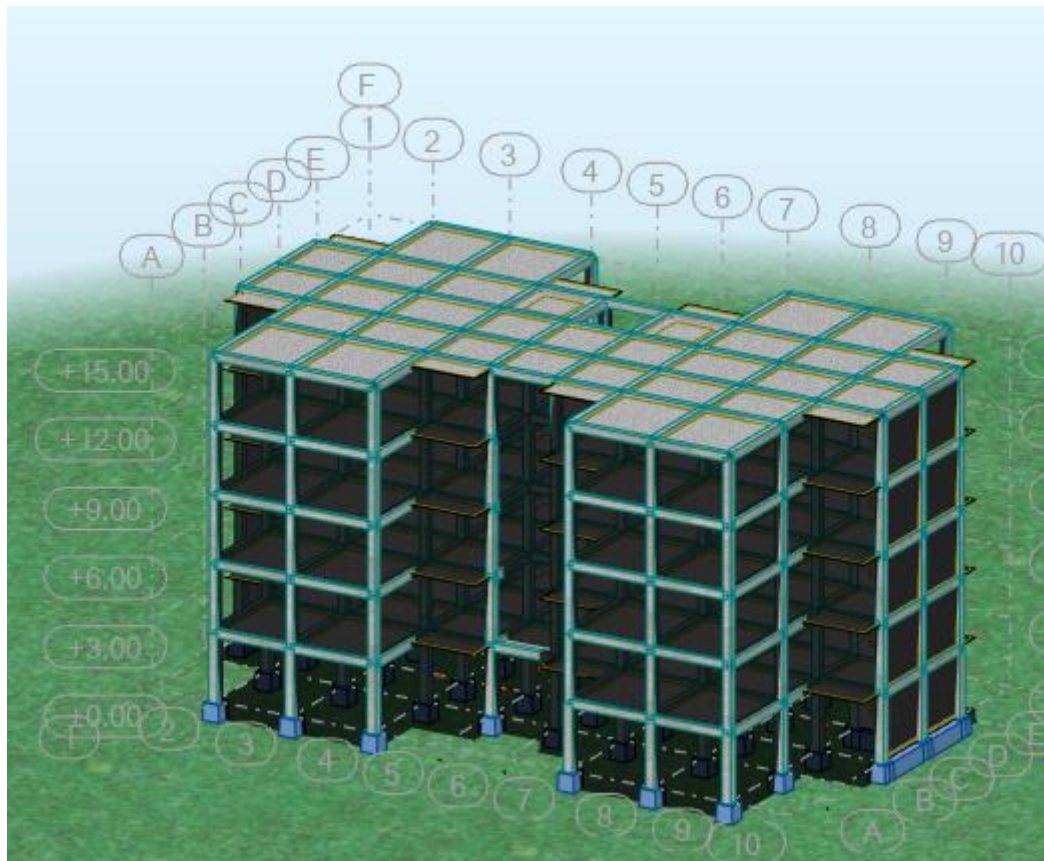
LOGICIELS :

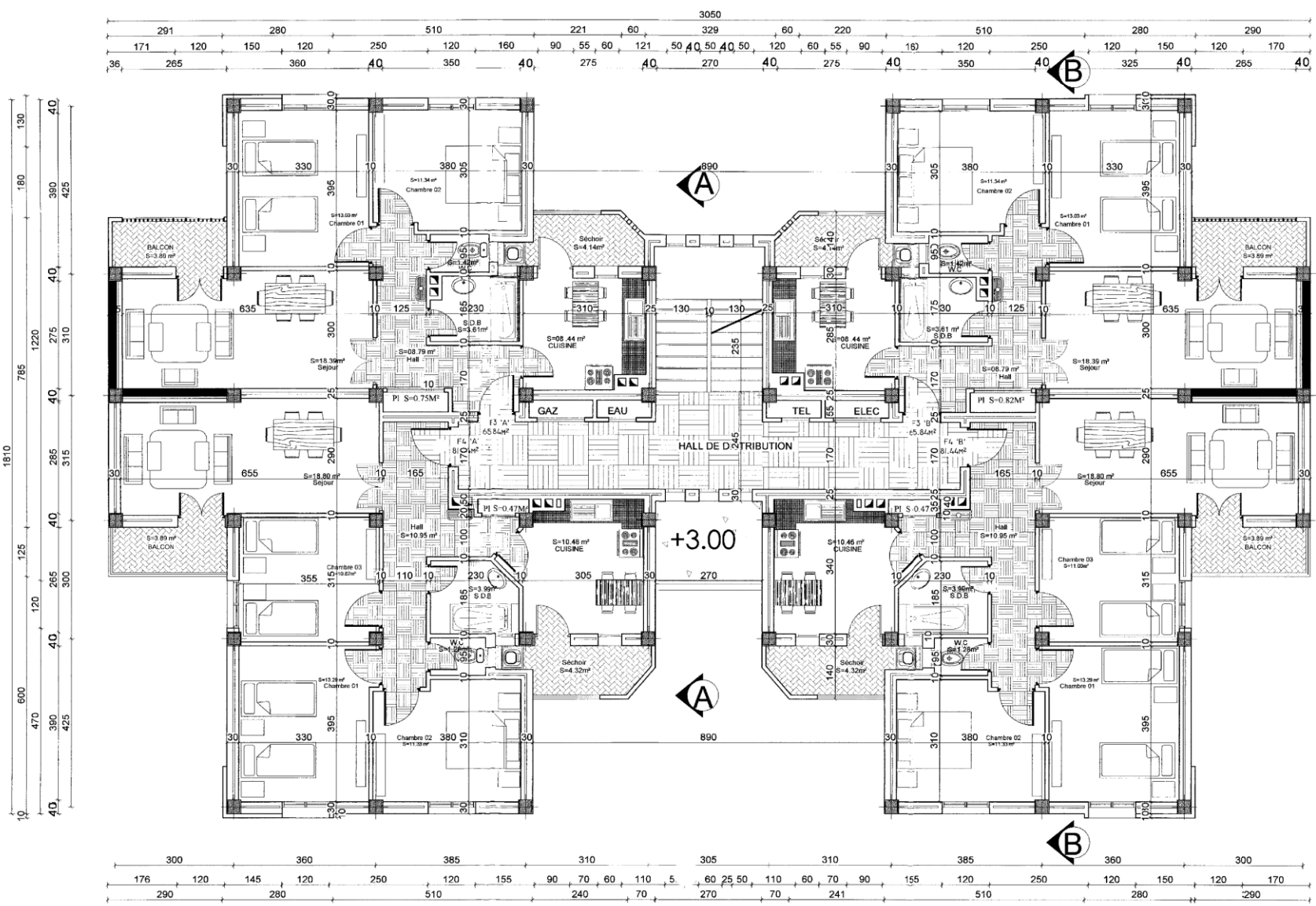
- LOGICIEL ROBOT
- AUTO CAD 2014
- EXCEL 2010
- WORD 2010

ANNEXE

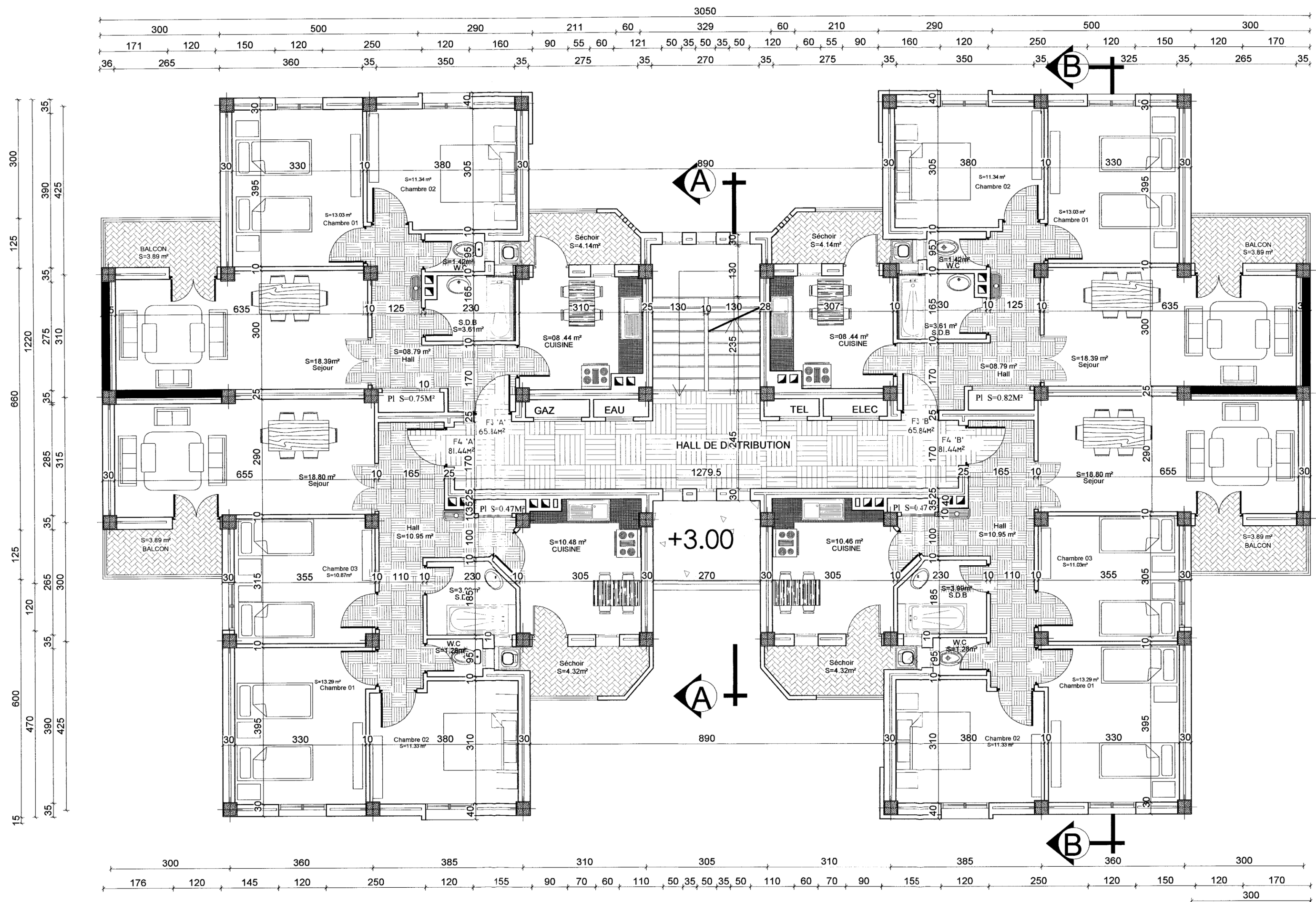
Tableau d'armatures (en cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

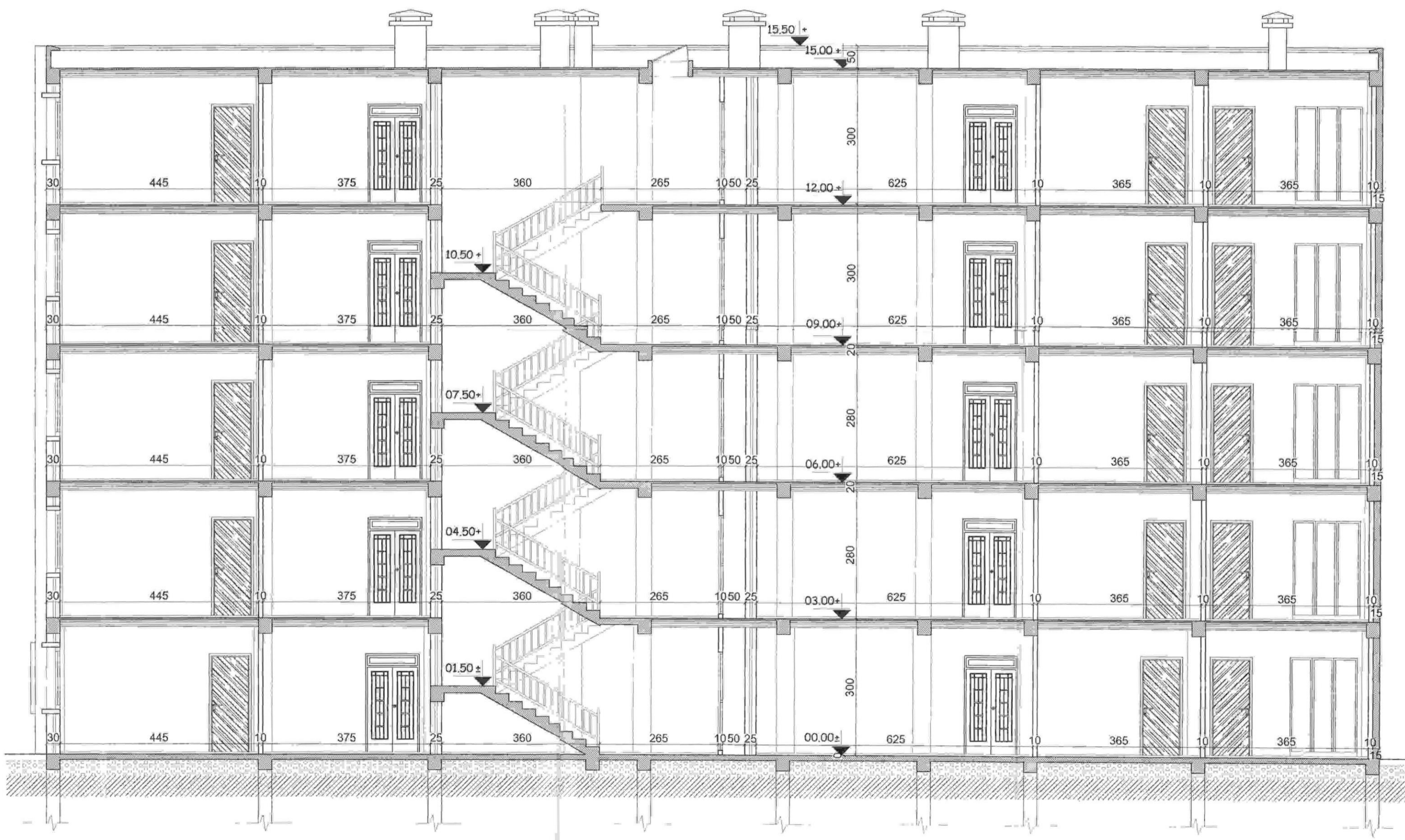




PLAN DU RCD



PLAN DE L'ETAGE COURANT



COUPE A-A



FACADE POSTERIEURE