

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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département Génie civil



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Projet de fin d'étude

Thème

Etude d'un bâtiment (R+6+2 entres sols)
Contreventé par un système mixte

Promoteur :

➤ Mr BOUKELLOUDA

Réaliser par :

➤ CHERCHOUR ABDELMALEK
➤ AMOKRANE LYECE

Membres de jurys :

➤ Mme LAOUBI
➤ Mme BOUSSAA

Année Universitaire
2019/2020

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous tenons aussi à remercier vivement notre promoteur Mr. BOUKELOUDA pour son encadrement, ces conseils et sa disponibilité.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribué à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

Nos remerciements aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous nos amis ainsi que toutes les personnes qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui se sont tant sacrifiés pour que j'arrive à ce niveau.

Mes chers frères « Youba et Idir » et ma sœur « Ines ». Sans oublier

Toute ma grande famille, Qui m'ont soutenu en toutes circonstances au cours de ce cycle.

Mon binôme « Abd el malek » et toute sa famille.

A ma chère amie « Massilia Djalil » et tous mes amis team «X FORCE ».

A.Lyece

Sommaire

Chapitre I. Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2 caractéristiques géométriques de l'ouvrage.	1
I.3 Caractéristiques structurales.....	2
I.4 Règlement et normes utilisés.....	3
I.5 Les états limites.	3
I.6 Les caractéristiques des matériaux.....	4
I.7 Actions.....	6
I.8. Combinaison d'actions.....	7

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

Introduction.	9
II.1 pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	9
II.2 pré-dimensionnement des éléments principaux... ..	14
II.3 Évaluation des charges et surcharges sur les planchers.....	17
II.4 La descente de charge.	21
II.5 Conclusion.....	28

Chapitre III. Étude des éléments secondaires

Introduction.	30
III.1 Étude des planchers.	30
III.2 Étude des escaliers.....	54
III.3 Étude de l'acrotère.....	67
III.4 Étude de la poutre de chaînage	73

Sommaire.

Chapitre IV. Étude dynamique

Introduction.	77
IV.1 Méthode de calcul.	77
IV.2 Méthode spectrale.....	77
IV.3 Calcul des paramètres du spectre de réponse.....	78
IV.4. Interprétation des résultats.....	81
Conclusion.....	86

Chapitre V. Étude des éléments principaux

Introduction.	88
V.1 Étude des poteaux.....	88
V.2 Étude des poutres.....	95
V.3 Vérification de la zone nodale	101
V.4 Étude des voiles.....	103

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Introduction.	110
V I.1 Combinaisons de calcul.....	110
VI.2 Vérification de la semelle isolée.	110
VI.3 Vérification de la semelle isolée.	111
VI.4 Étude d'un Radier.....	112
VI.5 Étude des nervures.....	120
VI.6 Étude de voile périphériques.....	123

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme de contraintes déformation du béton	4
Figure I.2. Diagramme expérimental du l'acier naturel et de l'acier écrouis.....	5
Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	6
Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	10
Figure.II.2. Coup transversal des poutrelles.....	10
Figure II.3. les dalles pleines.....	10
Figure.II.4. Schéma d'escalier a 3 volées.....	11
Figure.II.5. Schéma statique de la 1ere et 3eme volées.....	12
Figure.II.6. Schéma statique de la 2eme volée d'escalier.....	12
Figure.II.7. vue en plan de la 2eme volée d'escalier.....	13
Figure.II.8. Schéma statique de l'escalier à une seule volée qui se repose sur des poutres.	13
Figure.II.9. Coupe transversale d'un voile.....	15
Figure.II.10. Coupe transversale de l'acrotère.....	21
Figure.II.11. Surface afférente de la terrasse inaccessible.....	22
Figure.II.12. Surface afférente 6 ^{eme} étage.....	22
Figure.II.13. Surface afférente 5 ^{eme} étage.....	23
Figure.III.1. Différents types de poutrelles des étage 1,2,3,4,5.....	31
Figure.III.2. Différents types de poutrelles de RDC.....	31
Figure.III.3. Différents types de poutrelles de l'entre sol 01.....	31
Figure.III.4 Différents types de poutrelles de 6 ^{eme} étage.....	32
Figure.III.5. Différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.....	32
Figure.III.6. Schéma statique de la poutrelle.....	33
Figure.III.7. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à deux travées.....	33
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.....	34
Figure.III.9. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	47
Figure.III.10. Ferrailage de la dalle de compression.....	47
Figure.III.11. Dalle (D1)	48
Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle au 3 appuis.....	53
Figure. III.13. Schéma statique des volées 1 et 3.....	54
Figure.III.14. Diagramme des moments.....	54
Figure.III.15. Diagramme des efforts tranchants.....	55
Figure. III.16. Ferrailage de la 1 ^{er} et la 3eme volée.....	57
Figure. III.17. Schéma statique de la volée.....	57
Figure.III.18. Ferrailage de la 2 ^{ème} volée.....	60
Figure.III.19. Schéma statique de la poutre brisée.....	61
FigureIII.20. Section creuse équivalente.....	63
Figure. III.21. Ferrailage de la poutre brisée.....	65
Figure. III.22. Schéma statique de l'escalier 2.....	65
Figure.III.23. Schéma de ferrailage escalier type 02.....	66
Figure.III.24. Schéma statique de la poutre.....	66

Figure.III.25. Schéma de ferrailage de la poutre.....	67
Figure. III.26. Coupe transversale de l'acrotère.....	67
Figure.III.27. Hypothèses de calcul.....	67
Figure.III.28. Section de l'acrotère à ferrailer.....	70
Figure.III.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	72
Figure.III.30. Types des poutres de chaînage ou étage courants.....	73
Figure.III.31. Types des poutres de chaînages a la terrasse inaccessible.....	73
Figure.III.32. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	73
Figure.III.33. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	76
Figure.IV.1. Spectre de réponse.....	78
Figure.IV.2. vue en 3D de la structure.....	80
Figure.IV.3. Mode 1 translation suivant l'axe (Y-Y).....	80
Figure.IV.4. Mode 2 translation suivant l'axe (X-X).....	80
Figure.IV.5. Mode 3 rotation au tour de l'axe (Z-Z).....	81
Figure.IV.6. Disposition des voiles.....	81
Figure.V.1. Zone nodale.....	89
Figure.V.2. Section du poteau.....	94
Figure.V.3. Zone nodale.....	101
Figure.V.4. Schéma des contraintes.....	106
Figure.VI.2. Semelle isolée.....	111
Figure.VI.2. Schéma des différentes files des semelles filantes.....	111
Figure.VI.3. Le panneau le plus sollicité.....	117
Figure.VI.4. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens X-X.....	120
Figure.VI.5. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée Y-Y.....	120

Liste des tableaux

Tableau.I.1. Fe en fonction du type d'acier.....	5
Tableau II.1. Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	17
Tableau II.2. Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse accessible en corps creux.....	18
Tableau II.3. Evaluation des charges revenantes au plancher étage courant (corps creux)..	18
Tableau II.4. Évaluation des charges revenantes au balcon en dalle pleine.....	18
Tableau II.5. Évaluation des charges revenantes au plancher courant en dalle pleine.....	19
Tableau II.6. Évaluation des charges revenantes aux murs extérieurs.....	19
Tableau II.7. Évaluation des charges revenantes au palier en dalle pleine.....	19
Tableau II.8. Évaluation des charges revenantes aux volées (1 et 3) en dalle pleine.....	20
Tableau II.9. Évaluation des charges revenantes au volée (2) en dalle pleine.....	20
Tableau.II.10 Dimension préliminaire et poids propre des poteaux.....	21
Tableau II.11. Evaluation de la Descente de charge.....	24
Tableau II.12. Vérification à la compression simple à tous les niveaux de poteau (F2).....	27
Tableau II.13. Vérification des poteaux au flambement.....	28
Tableau.III.1. Charge sur les poutrelles.....	33
Tableau.III.2 Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher étage 1- étage 5.....	35
Tableau.III.3. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible.....	35
Tableau.III.4. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher RDC.....	35
Tableau.III.5. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher entre sol 01...36	
Tableau.III.6. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher 6ème étage....	36
Tableau.III.7. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.....	36
Tableau.III.8. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	39
Tableau.III.9. Vérifications nécessaires à l'ELU.....	41
Tableau.III.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	43
Tableau.III.11. Vérifications de la flèche à l'ELS.....	45
Tableau.III.12. Conclusion de ferrailage des différents niveaux.....	46
Tableau.III.13. Données des différents types de dalles pleines.....	48
Tableau.III.14. Sollicitation est ferrailage de la dalle pleine.....	49
Tableau III.15. Tableau des vérifications à l'ELS de la dalle pleine	52
Tableau III.16. Calcul de la flèche de la dalle pleine.....	53
Tableau. III.17. Chargement sur la volée (ELS ,ELU).....	54
Tableau.III.18. Ferrailage de la volée (1 et 3).....	55
Tableau.III.19. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	56
Tableau. III.20. Chargement sur la volée 2 (ELS, ELU).....	57
Tableau. III.21. Ferrailage de la 2 ^{eme} volée.....	58
Tableau.III.22. Vérification de l'état limite de compression 2eme volée.....	58
Tableau. III.23. Calcul de la flèche de la 2 ^{ème} volée.....	59
Tableau. III.24. Calcul du chargement après augmentation de l'épaisseur 2eme volée.....	59

Tableau. III.25. Ferrailage de la 2 ^{ème} volée.....	59
Tableau. III.26. Vérification de l'état limite de compression 2 ^{ème} volée	60
Tableau. III.27. Ferrailage de la poutre brisée.....	62
Tableau III.28. Vérification a l'ELS de la poutre brisée.....	64
Tableau. III.29. Ferrailage de la volée.....	65
Tableau.III.30. Ferrailage de la poutre.....	66
Tableau.III.31. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....	68
Tableau.III.32. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	68
Tableau.III.33. Sollicitations maximales dans les différents types de poutre de chaînage de l'étage courant.....	74
Tableau.III.34. Sollicitations maximales dans les différents types de poutre de chaînage de la terrasse inaccessible	75
Tableau.III.35. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutres de chaînage pour tous les niveaux.....	75
Tableau.III.36. Moments et ferrailages correspondant.....	75
Tableau III.37. Vérifications des contraintes dans le béton.....	76
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	78
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.....	79
Tableau. IV.3. Interactions sous charges verticales à la base.....	84
Tableau. IV.4. Interaction sous charge horizontale.....	84
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	85
Tableau IV.6 Vérification des déplacements relatifs.....	85
Tableau IV.7. Vérification de l'effet P-Delta.....	86
Tableau IV.8. Les dimensions finales des éléments structuraux.....	87
Tableau.V.1. Les sollicitations dans les différents poteaux.....	90
Tableau.V.2. Ferrailage du poteau.....	92
Tableau.V.3. Vérification des poteaux au flambement.....	92
Tableau.V.4. Ferrailage du poteau circulaire.....	94
Tableau.V.5. Dimensions des poutres.....	95
Tableau.V.6. Sollicitations et ferrailage des poutres non associées aux voiles.....	96
Tableau.V.7. Sollicitations et ferrailage des poutres associées aux voiles.....	96
Tableau.V.8. Armatures transversales dans les poutres.....	98
Tableau.V.9. Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres.....	98
Tableau.V.10. Vérification des contraintes tangentielles dans la poutre du 6 ^{ème} niveau....	99
Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression dans les poutres.....	99
Tableau.V.12. Vérification de l'état limite de déformation dans les poutres.....	100
Tableau.V.13. Calcul de la flèche de la poutre (Entre-sol1).....	100
Tableau.V.14. Les moments résistants dans les poteaux.....	102
Tableau.V.15. Les moments résistants dans les poutres principales.....	102
Tableau.V.16. Les moments résistants dans les poutres secondaires.....	102
Tableau.V.17. Vérification de la zone nodale.....	102
Tableau.V.18. Vérification de la zone nodale les quatre derniers étages.....	103
Tableau.V.19. Sollicitations dans les voiles.....	103
Tableau.V.20. Sollicitations dans le voile Vx1 du l'entre sol 01.....	104

Tableau.V.21. Ferrailage des voiles V_{x1} - V_{x2}	107
Tableau.V.22. Ferrailage des voiles V_{y1} - V_{y2}	108
Tableau.VI.1. Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.....	111
Tableau.VI.2. Tableau du ferrailage de radier.....	118
Tableau.VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	119
Tableau.VI.4. Calcul des armatures à l'ELS.....	119
Tableau.VI.5. Les chargements sur les nervures sens X-X.....	120
Tableau.VI.6. Les chargements sur les nervures sens Y-Y.....	121
Tableau.VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU.....	121
Tableau.VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS.....	121
Tableau.VI.9. Calcul de ferrailages des nervures.....	122
Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	123
Tableau.VI.11. Calcul des armatures à l'ELS.....	123
Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.....	125
Tableau VI.13. Vérification des contraintes à l'ELS.....	125
Tableau VI.14. Ferrailage des voiles périphérique à l'ELS.....	126

Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent. L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites. La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction. La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Pour mieux élaborer notre projet on a opté pour le plan de travail suivant :

- Introduction générale
- Généralité
- Prédimensionnement et calcul des éléments secondaires
- Étude sismique de l'ouvrage
- Ferrailage des éléments de contreventement
- Étude de l'infrastructure
- Conclusion générale

Chapitre I

GENERALITÉS

Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des après-requis de base sur lesquels l'ingénieur prend appui, dans le but d'obtenir un modèle sécuritaire et économique.

Cependant la stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations dont la résistance de ces éléments est en fonction de type des matériaux utilisés et de leurs caractéristiques.

En effet dans ce chapitre on se consacre à :

- La présentation de l'ouvrage et la description des différents éléments constitutifs.
- Caractéristiques des matériaux utilisés.
- Exposition de quelques hypothèses de calculs.
- Règlementation utilisée.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est une promotion immobilière en R+06+2 entre sols au lieu-dit AACH EL-VAZ WILAYA DE BEJAIA.

Selon LE REGLEMENTS PARASISMIQUE ALGERIEN « RPA version 2003 » le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa)

Le site est de catégorie (S2) qui concerne les sols fermes.

Nous sommes chargés d'étudier un bloc de R+06+2 entre sols composé :

- Entre sol 2 à usage commercial
- Entre sol 1 qui se compose de logements (F1 et F2)
- Rez de chaussée à usage d'habitation de 4 logements (F1)
- Du 1^{er} au 4^{ème} étage à usage d'habitation avec 4 logements F1 pour chaque niveau
- Le 5^{ème} et le 6^{ème} étage se compose de 3 logements en duplex.

I.2. Caractéristiques géométriques

- Longueur du bâtiment : $L_x=21,00\text{m}$
- Largeur du bâtiment : $L_y=12,85\text{m}$
- Hauteur d'entre sol 1 : $H=3,06\text{m}$
- Hauteur d'entre sol 2 : $H=3,91\text{m}$
- Hauteur de RDC : $H=3,06\text{m}$
- Hauteur d'étage courant : $H=3,06\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment : $H= 22,02 \text{ m}$

I.3. Caractéristiques structurales

I.3.1. L'ossature

En se référant au RPA version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II , ce qui est le cas dans notre structure donc il faut introduire les voiles de contreventement, avec justification de l'interaction (les portiques doivent prendre au moins 25 %de l'effort tranchant d'étage). De ce fait, le projet fait objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences de RPA 99/2003.

I.3.2. Les planchers

Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des plancher et d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux-voiles).

I.3.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.4. Les éléments de remplissage

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une l'âme d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont simples parois réalisées en brique d'épaisseur 10cm.

I.3.4. Revêtement

Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.

De l'enduit de plâtre pour les murs intérieur et plafonds.

Du mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

I.3.5. La terrasse

Notre projet comporte deux types de terrasses, terrasse inaccessible et terrasse accessible.

I.3.6. Dalle pleine

C'est un élément porteur constitué d'une plaque en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation de ces dimensions.

I.4. Normes et règlements utilisés

Règlement parasismique algérien (RPA 99v2003).

Règlement du béton armé aux états limites (BAEL91/99).

Règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Document technique réglementaire charges et surcharges (DTR.B.C.2.2).

Règles de calcul des fondations superficielle (DTR.BC.2.331).

I.5. Les états limites

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un de ses éléments est strictement vérifiée au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents L'ELU et L'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

b) Etat limite de service ELS

C'est l'état que doit satisfaire l'ouvrage, pour qu'il soit à usage normal et sa durabilité soit assurée

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression. Il est composé du ciment, sable, gravier et de l'eau, ses caractéristiques principales sont les suivantes :

- Résistance caractéristique à la compression.

La résistance caractéristique a la compression du béton F_{cj} à j jour est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisée.

Pour $j < 28$ jours, on a les relations suivantes :

- $F_{cj} = (j / (4,76 + 0,83j)) * F_{c28}$ pour $F_{c28} \leq 40$ Mpa
- $F_{cj} = (j / (4,76 + 0,95j)) * F_{c28}$ pour $F_{c28} > 40$ Mpa

- Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » notée F_{tj} est conventionnellement définie selon le BAEL par la relation :

- $F_{tj} = 0,6 + 0,06 * F_{cj}$ Si $F_{c28} \leq 60$ Mpa
- $F_{tj} = 0,275 * F_{cj}$ Si $F_{c28} > 60$ Mpa

Pour $F_{c28} = 25$ Mpa → $F_{t28} = 2,1$ Mpa.

Contrainte de calcul à l'ELU :

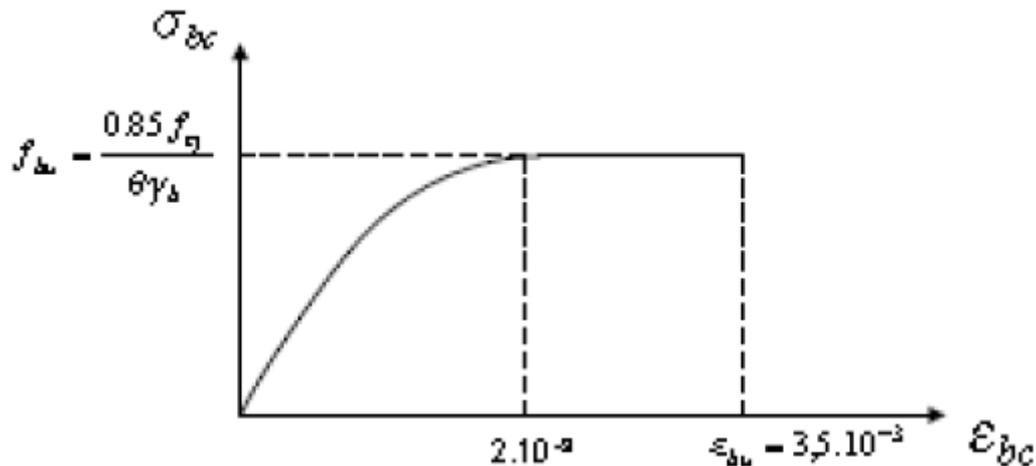


Figure I.1. Diagramme de contraintes déformation du béton

$$F_{bu} = 0,85 / (\theta \times \gamma_b) \quad * F_{c28} \quad \text{BAEL (Article A.4.3)}$$

- $\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ pour les situations courantes
- $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ pour les situations accidentelles
- $\theta = 1 \rightarrow$ La durée de l'application de la charge ≥ 24 heures

Contrainte de calcul à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit au plus égale à $0,6 F_{cj}$ on reste dans le domaine élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{cj} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}$$

Module de déformation longitudinale

- Module d'élasticité instantanée :

Le module de Yong instantanée du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton (CBA 93 Art A.2.1.2.1)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \text{Pour } F_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

- Module d'élasticité différé : (CBA 93 Art A.2.1.2.1)

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \quad \text{ou } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \rightarrow E_{vj} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté ν

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & (\text{ELS}) \\ 0 & (\text{ELU}) \end{cases}$$

I.6.2. Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction

Tab.I.1. Fe en fonction du type d'acier

	Acier ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
Fe (MPa)	215	235	400	500

Avec f_e la limite d'élasticité.

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures ;

- Hautes adhérences de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure.
- Treillis soudés de nuance Fe500 (pour la dalle de compression des planches à corps creux).
- Ronds lisses de nuance Fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

Contrainte limite

Diagramme contrainte déformation

E_s : module d'élasticité de l'acier avec $E_s = 200000$ Mpa

$\delta = E_s \varepsilon \rightarrow$ Loi de HOOK

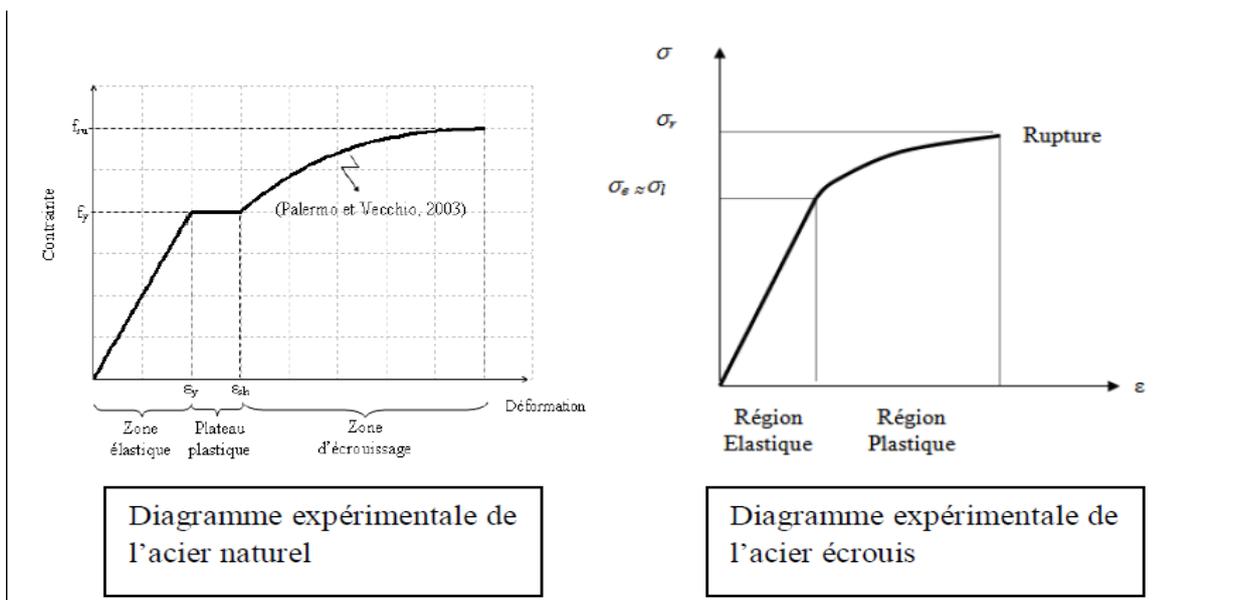


Figure I.2. Diagramme expérimental de l'acier naturel et de l'acier écroui.

A-Etat limite ultime (ELU) :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure suivante :

$$\delta_{st} = Fe/\gamma_s$$

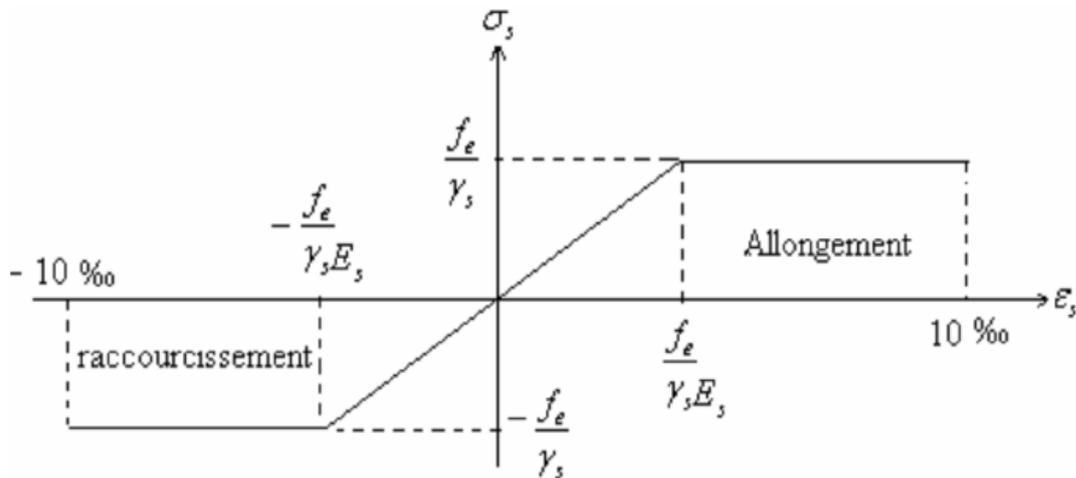


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation d'acier

B-Etat limite de service (ELS) :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures ;

- Fissuration peu préjudiciable (FPN) aucune vérification à faire en dehors des calculs à l'ELU.
- Fissuration préjudiciable (FN)

$$\bar{\delta}_S = \min\left(\frac{2}{3}Fe; 110\sqrt{\eta \times F_{tj}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable (FTN)

$$\bar{\delta}_S = \min\left(\frac{1}{2}Fe; 90\sqrt{\eta \times F_{tj}}\right)$$

Avec

η : coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les armatures à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

On vérifie que $\delta_s \leq \bar{\delta}_S$.

I.7. Actions

Les actions sont les forces et couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions.

I.7.1. Actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité est constante au très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

I.7.2. Actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanentes appliquées au cours d'exécution.

I.7.3. Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement avec une faible durée d'application, par exemple ;

- Séismes
- Explosions
- Chocs

I.8. Combinaison d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément, pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions, puis combiné ces valeurs de calcul pour établir le cas de charge le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : actions variables de base.
- Q_i : actions variables d'accompagnement.

I.8.1. Combinaison d'actions à L'ELU :

- Situation durable au transitoire

On ne compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{MAX} + G_{min} + 1,5Q + \sum 1,3\psi_{oi} \cdot Qi. \text{ CBA93(Art : A .3.3.2.1)}$$

Avec :

ψ_{oi} : coefficient de pondération

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

➤ Situation accidentelle

$$1,35G_{MAX} + G_{m;n} + FA + \psi_{li}Q_l + \sum \psi_{zi}Q_i \quad (i>1) \text{ CBA93 (Art: A.3.3.2.2)}$$

FA : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{li}Q_l$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{zi}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{li} = \begin{cases} 0,15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige} \\ 0,5 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température} \\ 0,2 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent} \end{cases}$$

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 considèrent les combinaisons d'action suivantes :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1,35 G + 1,5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

I.8.2. Combinaison d'actions à L'ELS CBA 93 (Art : A.3.3.3) :

$$G_{MAX} + G_{m;n} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \cdot Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Conclusion

Dans le cadre des chapitres qui suivent, on adopte les caractéristiques suivantes ;

Pour le béton :

- Résistance caractéristiques $F_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite à L'ELU (F_{bu}) :
 - Situation durable 14,2 Mpa
 - Situation accidentelle 18,48 Mpa
- Contrainte limite à L'ELS $\overline{\delta_{bc}} = 15$ Mpa

Pour l'acier :

- Limite d'élasticité $F_e = 400$ mpa
- Module d'élasticité $E = 2 \cdot 10^5$ Mpa
- Contrainte limite à L'ELU :
 - Situation courante 348 Mpa
 - Situation accidentelle 400 Mpa
- Contrainte limite à L'ELS ($\overline{\delta_{st}}$) : $F_N = 201,63$ Mpa , $F_{TN} = 164,97$ Mpa

CHAPITRE II

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction

L'objectif du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations aux quelles ils sont soumis, le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL91/99, le CBA93 et DTR.B.C.2.2 charger permanentes et charge d'exploitation.

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

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires.

II.1.1 Pré dimensionnement des planchers

II.1.1.1 Planchers à corps creux :

Le plancher a corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4).

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

L_{max} : Longueur maximal entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

H_t : Haute total du plancher.

Disposition des poutrelles

Le choix de la disposition dépend des deux critères suivants :

- Critère de la petite portée.
- Critère de la continuité.

Disposition des poutrelles → voir Annexe 2

Donc :

$$L_{max} = 4.5 - 0.3 = 4.2\text{m} \rightarrow H_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm.}$$

Alor : on opte pour des planchers de (16+4) : $\left\{ \begin{array}{l} H_{cc} = 16\text{cm} \\ H_{dc} = 4\text{cm} \\ H_{total} = 20\text{cm} \end{array} \right.$

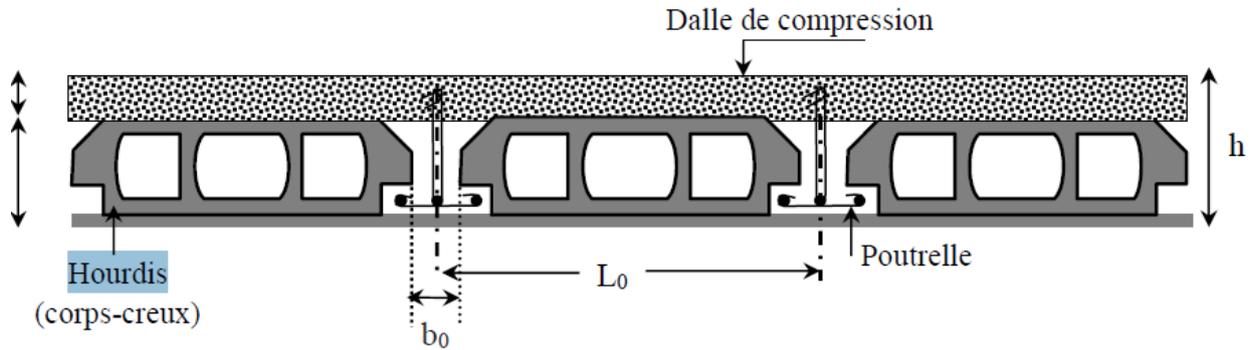


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.

Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des petites poutres qui forme l'Ossature de plancher, elles sont destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

On a : $h_i=20\text{cm}$ et $h_{DC}= 4\text{cm}$, $b_0=10\text{cm}$.

D'après (CBA. ADT 4.1.3) ;

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right).$$

Avec

L_x : distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : longueur minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}.$$

$$L_y = 300 - 30 = 270\text{cm}.$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{270}{10} \right).$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min (27,5 ; 27).$$

$$b \leq 27 \times 2 + 10.$$

$$\text{D'où : } b = 64\text{cm}.$$

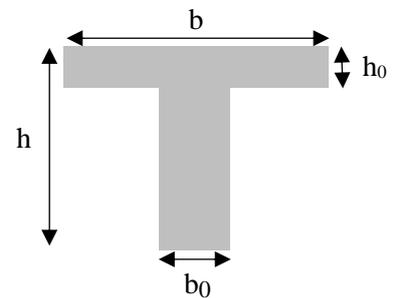


Figure II.2. Coup transversal des poutrelles

II.1.1.2 Les plancher à dalles pleines :

➤ Dalle sur deux appuis (balcon).

Condition de résistances :

$$\rho = \frac{1,17}{1,3} = 0,9 > 0,4.$$

$$\rightarrow \frac{117}{45} \leq e \leq \frac{117}{40}.$$

$$\rightarrow 2,6\text{cm}.$$

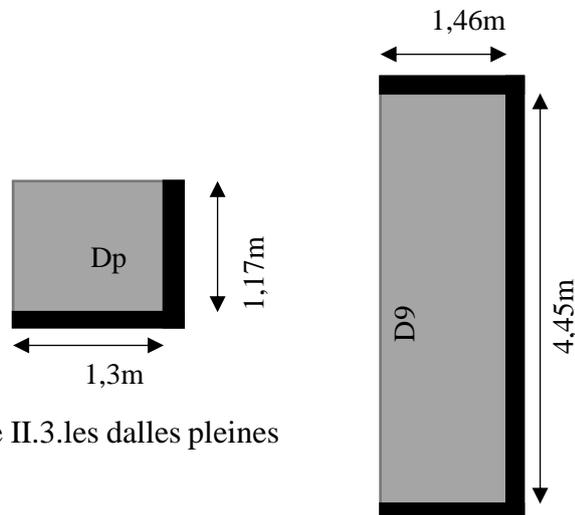


Figure II.3. les dalles pleines

Condition de coupe-feu :
 Pour deux heures : $e \geq 11\text{cm}$.
 Alors on prend $e = 12\text{cm}$.

➤ Dalle sur trois appuis.

Condition de résistance :
 $\rightarrow \frac{146}{45} \leq e \leq \frac{146}{40}$

Alors $3,55\text{cm} \leq e \leq 4,4\text{cm}$

Condition de coupe-feu

Pour deux heures de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$.

Alors on prend $e = 12\text{cm}$.

Remarque : Pour chaque type de dalle on a pris le cas le plus défavorable.

II.1.2 Pré dimensionnement des escaliers.

On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

- Escalier droit a 3 volées
 - Escalier droit à une seule volée qui se repose sur des poutres
- 1) Escalier droit a 3 volées :

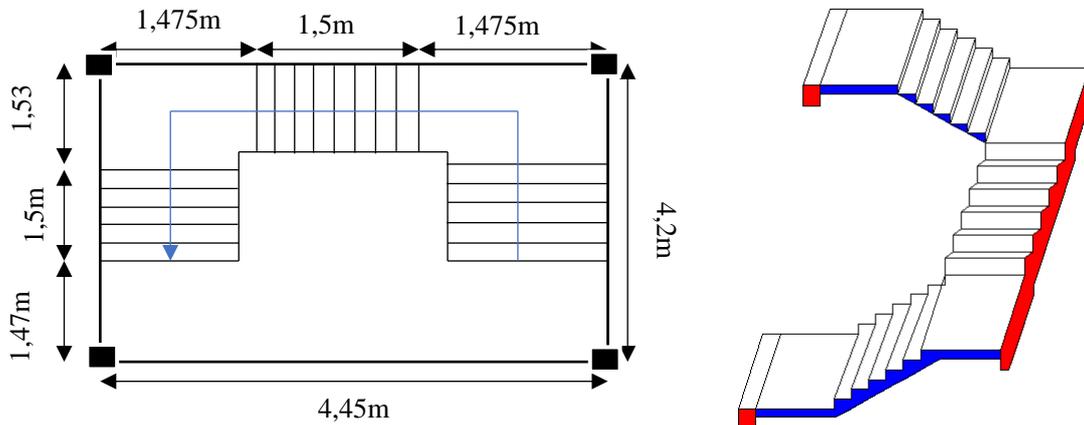


Figure.II.4. Schéma d'escalier a 3 volées

a) 1^{er} et 3eme volées :

➤ Calcul de h et g :

On a:
$$\begin{cases} l_0 = 1,5 \text{ m} \\ h_0 = 1,02 \text{ m} \end{cases}$$

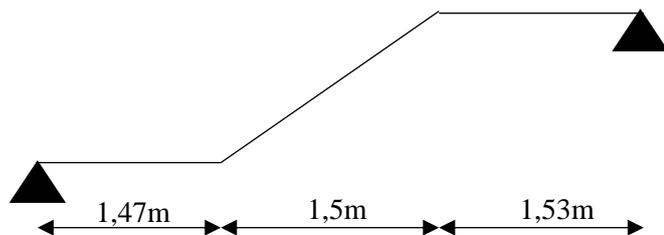


Figure.II.5. Schéma statique de la 1ere et 3eme volées

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{1,02}{1,5} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,2^\circ$$

D'après la loi de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$

$$\rightarrow 64n^2 - (64+2h_0+10)n + 2h_0 = 0$$

$$\rightarrow 64n^2 - 418n + 204 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Après la résolution de l'équation (1) on trouve : le nombre des contres marches (n=6)

Ce qui donne le nombre de marche n-1=5

$$h = \frac{h_0}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm} \quad , \quad g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{cm}$$

➤ Epaisseur de la paillasse:

La longueur développée est : $L = L_v + L_p$

Avec : L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée)

$$L = 1,47 + \sqrt{(1,5)^2 + (1,02)^2} + 1,53 = 4,81\text{m.}$$

Selon le BAEL91/99 : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$\rightarrow \frac{481}{30} \leq e \leq \frac{481}{20} \rightarrow 16,03\text{cm} \leq e \leq 24,05\text{cm}$$

➤ Pour deux heures de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$

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

b) 2ème volée :

Elle s'appuie sur un appui (une poutre brisée)

➤ Calcul de h et g :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_0 = 1,5\text{m} \\ h_0 = 1,02\text{m} \end{cases}$$

➔ D'après la loi de BLONDEL :

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

➔ Nombre de contre marche (n=6)

➔ Nombre de marche (n-1=5)

$$h = \frac{h_0}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm}, \quad g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{cm}$$

➤ Epaisseur de la paillasse:

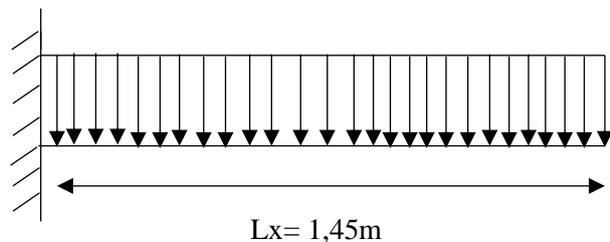


Figure.II.6. Schéma statique de la 2ème volée d'escalier

D'après le CBA93 : dalle reposant sur un seul appui :

$$e \geq \frac{lx}{20} \rightarrow e \geq \frac{145}{20} \rightarrow e \geq 7,25\text{cm}$$

Pour deux heures de coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$.

Soit $e=12\text{cm}$.

2) Escalier droit à une seule volée :

Schéma de l'escalier

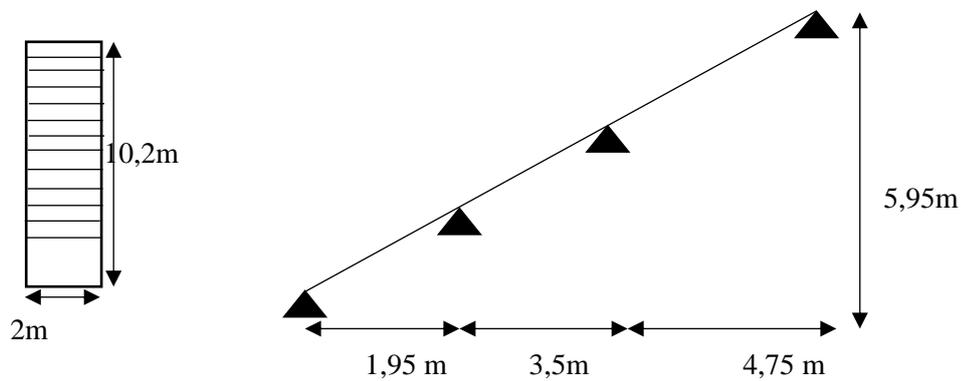


Figure.II.7.vue en plan de la 2eme volée d'escalier

Figure.II.8. Schéma statique de l'escalier à une seule volée qui se repose sur des poutres

➤ Calcul de h et g :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_0 = 10,2\text{m} \\ h_0 = 5,95\text{m} \end{cases}$$

➔ D'après la loi de BLONDEL :

$$64n^2 - 2274n + 1190 = 0$$

➔ Nombre de contre marche ($n=35$)

➔ Nombre de marche ($n-1=34$)

$$h = \frac{h_0}{n} = \frac{5,95}{35} = 17\text{cm}, \quad g = \frac{l_0}{n-1} = \frac{10,20}{34} = 30\text{cm}$$

➤ Epaisseur de la paillasse:

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h_0}{l_0} = \frac{5,95}{10,20} = 0,58 \rightarrow \alpha = 30,26^\circ$$

$$L = \frac{4,75}{\cos \alpha} = 5,5\text{m}$$

$$: \quad \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\rightarrow \frac{550}{30} \leq e \leq \frac{550}{20} \rightarrow 18,33\text{cm} \leq e \leq 27,5\text{cm}$$

➤ Pour deux heures de coupe-feu : $e \geq 11\text{ cm}$

On prend $e = 20\text{ cm}$

II.1.3. Poutres de chaînage (Pch)

$$L_{max} = 3,6 - 0,3 = 3,3\text{ m}$$

$$22\text{ cm} \leq h \leq 33\text{ cm}$$

Soit : $h = 30\text{ cm}$ et $b = 25\text{ cm}$

Vérification des exigences du **RPA 99/2003 (Art 7.5.1)**

$$\begin{cases} h = 30\text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ b = 25\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ h/b = 1,20 < 4 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.2. Prédimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

1) Poutres principales (P.P)

Selon le BAEL 91/99 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre .

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où : $L_{max} = 4,75 - 0,3 = 4,45\text{ m}$

$$\rightarrow 29,66 \leq h \leq 44,5$$

On prend : $h = 40\text{ cm}$, $b = 30\text{ cm}$

On a opté pour une section ($b \times h$) = (30×40) cm

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis les exigences du RPA99/2003.

$$\left. \begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \text{ condition vérifiée} \\ h = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.16 < 4 \text{ condition vérifiée} \end{cases} \right\} \text{RPA99 version 2003 ART.7.5.1.}$$

2) Les poutres secondaires (p.s).

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, elle relient les portiques entre eux, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow 28 \leq h \leq 42 \text{ cm.}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm condition vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right\} \text{RPA99 version 2003 ART.7.5.1.}$$

II.2.2 Les voiles.

L'épaisseur du voile est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- 1) $e \geq \frac{h_e}{20}$
- 2) $e \geq 15 \text{ cm.}$
- 3) $L \geq 4e$

avec L : la longueur de voile.

h_e : hauteur libre d'étage.

Dans notre cas :

- Hauteur d'entre sol 2 : $391 - 20 = 371 \text{ cm.}$
 $e \geq \frac{371}{20} \rightarrow e \geq 18,56 \text{ cm}$
- Étage (habitation).
 $H = 306 - 20 = 282 \text{ cm}$
 $e \geq \frac{286}{20} \rightarrow e \geq 14,1$

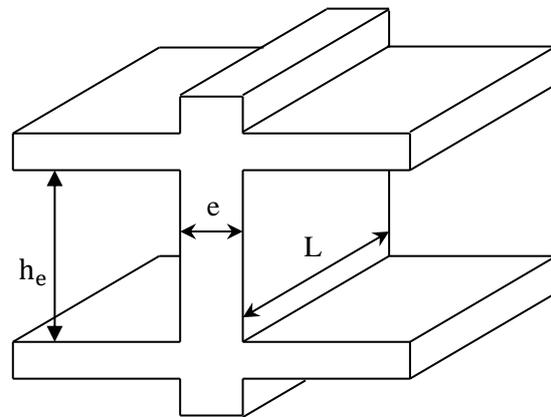


Figure.II.9. Coupe transversale d'un voile

Pour analyse des résultats nous proposons : $e = 20 \text{ cm}$ pour entre sole 2 et $e = 15 \text{ cm}$ pour les autres niveaux.

II.2.3 Les poteaux.

Ce sont des éléments en béton armé généralement rectangulaires et circulaires destinés à transmettre les charges aux fondations le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (ART.8.4.1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA99/2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge tout en vérifiant les recommandations de RPA99/2003.

→ D'après le RPA99/version 2003 : (zoneIIa).

Poteaux carrés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b1, h1) \geq 25cm \\ \min(b1, h1) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Poteaux circulaires :

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

→ D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times F_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r : section réduite du béton.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,5$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élançement λ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70.$$

Tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec $I = \frac{b \times h^3}{12}$ (cas rectangulaire).

$$i = \sqrt{\frac{I}{bh}} / \text{rayon de giration.}$$

$$I = \frac{\pi \times D^4}{64} \text{ (cas circulaire).}$$

$$L_f = 0,7L_0.$$

L_f : longueur de flambement

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Deux entres sols et RDC : $(b \times h) = (50 \times 50)$ cm

1^{er} et 2^{eme} étage : $(b \times h) = (45 \times 45)$ cm

3^{eme} et 4^{eme} étage : $(b \times h) = (40 \times 40)$ cm

5^{ème} étage : (b×h) = (35×35) cm

6^{ème} étage : (b×h) = (30×30) cm

Circulaire :

Deux entres sols et RDC : $\phi = 45\text{cm}$

1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage: $\phi = 40\text{cm}$

4^{ème}, 5^{ème} étage : $\phi = 35\text{cm}$

6^{ème} étage : $\phi = 30\text{cm}$.

II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

II.3.1. Terrasse inaccessible :

Tableau II.1. Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Eléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
Gravillons de protection	5	20	1
Etanchéité multicouches	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2,2
Isolation thermique	4	0,25	0,01
Enduit au ciment	1,5	18	0,27
Plancher cors creux (16+4)	20	/	2,85
Charge permanente	G=6,45 (kn/m ²)		
Charge d'exploitation	Q= 1 (kn/m ²)		

II.3.2. Terrasse accessible à corps creux :

Tableau II.2. Evaluation des charges revenantes au plancher terrasse accessible en corps creux

Eléments	Epaisseur (cm)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Corps creux	20	/	2,85
Forme de pente	10	22	2,2
Enduit de plâtre	1,5	10	0,15

Charge permanente	$G = 6,36 \text{ kn/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2$

II.3.3. Plancher étage courant e corps creux

Tableau II.3. Evaluation des charges revenantes au plancher étage courant (corps creux)

Eléments	Epaisseur (cm)	Densité (Kn/m^3)	Poids (kn/m^2)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Enduit de plâtre	1,5	10	0,15
Corps creux	20	/	2,85
Cloison de séparation	10	9	0,9
Charge permanente	$G = 5,06 \text{ kn/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ kn/m}^2$		

II.3.4. Les balcons en dalle pleine

Tableau II.4. Évaluation des charges revenantes au balcon en dalle pleine

Eléments	Epaisseur (cm)	Densité (Kn/m^3)	Poids (kn/m^2)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Sable fin	2	18	0,36
Dalle pleine	12	25	3,0
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
Charge permanente	$G = 4,43 \text{ kn/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 3,5 \text{ kn/m}^2$		

II.3.5. Les murs extérieurs

Tableau II.5. Évaluation des charges revenantes aux murs extérieurs

Eléments	Epaisseur (cm)	Densité (Kn/m^3)	Poids (kn/m^2)
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
Briques creuses	2	/	1,3
Briques creuses	2	/	0,9
Enduit de plâtre	1,5	10	0,15

Charge permanente	$G = 2,62 \text{ kn/m}^2$
-------------------	---------------------------

II.3.7. Les escaliers

a).Palier

Tableau II.6. Évaluation des charges revenantes au palier en dalle pleine

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,20	5
2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente G				6,52
Charge d'exploitation Q				2,5

b).Volée

- 1^{er} et 3^{eme} volée et la volée du premier type d'escalier et le deuxième type d'escalier :

Tableau II.8. Évaluation des charges revenantes aux volées (1 et 3) en dalle pleine

Eléments		Epaisseur (cm)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	Horizontal	2	20	0,4
	Vertical	2.(h/g)	20	0,23
Mortier de pose	Horizontal	2	20	0,4
	Vertical	2.(h/g)	20	0,23
Dalle pleine		20/cos(α)	25	6,01
Enduit en plâtre		1,5/cos(α)	10	0,18
Poids des marches		h/2	22	1,87
Garde de corps		/	/	0,6
Charge permanente		$G_v = 9,92 \text{ kn/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q_v = 2,5 \text{ kn/m}^2$		

- 2^{eme} volée

Tableau II.9. Évaluation des charges revenantes au volée (2) en dalle pleine

Eléments		Epaisseur (cm)	Densité (kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	Horizontal	2	20	0,4

	Vertical	$2.(h/g)$	20	0,23
Mortier de pose	Horizontal	2	20	0,4
	Vertical	$2.(h/g)$	20	0,23
Dalle pleine		$12/\cos(\alpha)$	25	3,62
Enduit en plâtre		$1,5/\cos(\alpha)$	10	0,18
Poids des marches		$h/2$	22	1,87
Garde de corps		/	/	0,6
Charge permanente		$G_v = 7,53 \text{ kn/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q_v = 2,5 \text{ kn/m}^2$		

II.3.8. Acrotère.

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

Figure, Dimensions de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03 \times \frac{1}{2})$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2.$$

- Charge permanente
 - Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0,0685 \times 1$$

$$G = 1,713 \text{ KN/ml.}$$
 - Enduit de ciment

$$G_f = \gamma_c \times e$$

$$G_f = 20 \times 0,03$$

$$G_f = 0,6 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1,713 + 0,6$$

$$G = 2,313 \text{ KN/ml.}$$

- Charge d'exploitation

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

- La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{RPA99/Modifier 2003 (Art.6.2.3)}$$

A: Coefficient d'accélération de Zone (groupe d'usage 2, zone Iia, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : poids de l'acrotère ($W_p = 2,313 \text{ KN/ml}$).

$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,313$$

$$F_p = 1,11 \text{ KN/ml.}$$

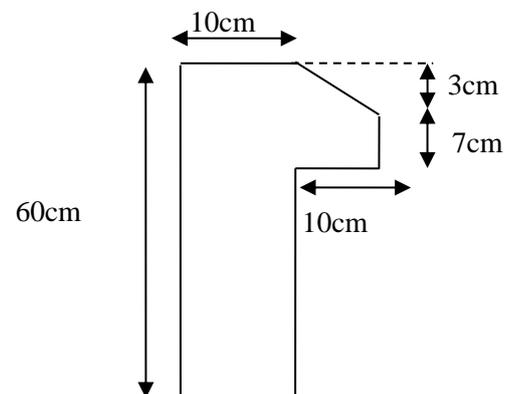


Figure.II.10. Coupe transversale de l'acrotère

II.4. La descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différents actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'à au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectue la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

Dans notre cas, on choisit le poteau F₂, qui nous semble susceptible d’être le plus sollicité.

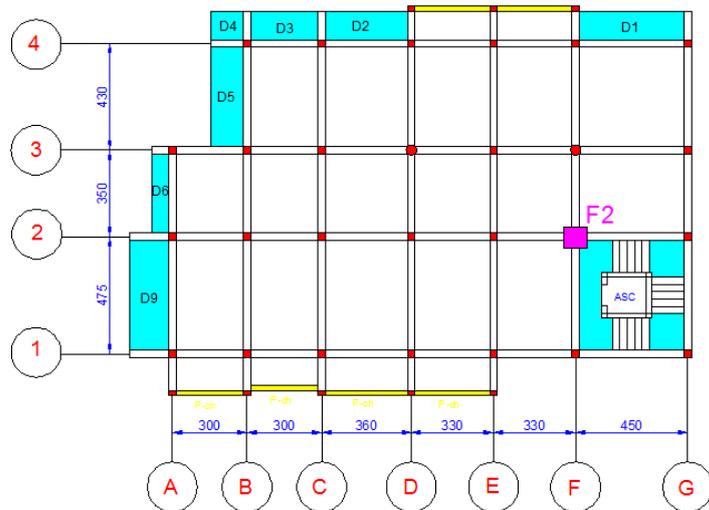


Figure. Le poteau le plus sollicité

Tableau.II.10 : Dimension préliminaire et poids propre des poteaux.

Niveaux	Dimension (b*h) cm ²	Poids propres (KN)
Deux entre sol et RDC.	50*50	Entre sol :24,75 Entre sole et RDC :19,13
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	45*45	15,49
3 ^{eme} et 4 ^{em} étage	40*40	12,24
5 ^{eme} étage	35*35	9,37
6 ^{eme} étage	30*30	6,89

II.4.2. Descente de charge pour le poteau F₂ :

a) terrasse inaccessible :

1) la surface afférente :

$$S1 = 2,1 \times 2,225 = 4,67 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,6 \times 1,5 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$\sum Si = 10,43^2$$

2) poids de plancher :

$$G_{ti} = 6,45 \times 10,43 = 67,27 \text{ KN}$$

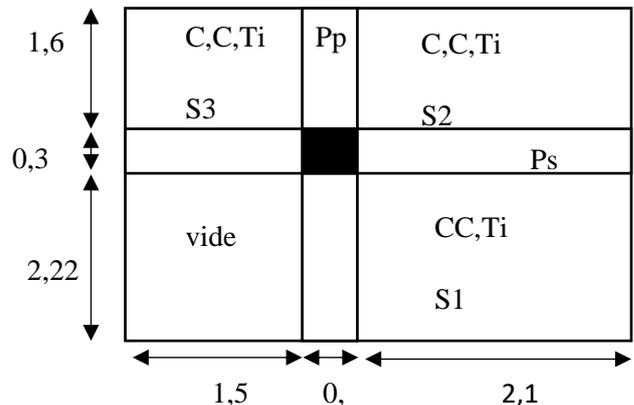


Figure.II.11. Surface afférente de la terrasse inaccessible

$$Q_{ti} = 10,43 \times 1 = 10,43 \text{ KN}$$

3) poids des poutres :

$$P_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2,225 + 1,6) = 11,475 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,5 + 2,1) = 9,45 \text{ KN}$$

4) poids de l'acrotère :

$$G_{art} = 2,313 \text{ KN/ml} \quad \text{et } L = 3,725 \text{ m} \rightarrow p = 8,62 \text{ KN}$$

b) 6^{ème} étage :

1) La surface afférente :

$$S_1 = 2,1 \times 2,225 = 4,67 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,6 \times 2,1 = 3,36 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,6 \times 1,5 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2,225 \times 1,5 = 3,34 \text{ m}^2$$

2) poids de plancher :

$$G_{s1} = 5,31 \times 4,67 = 24,8 \text{ KN}$$

$$G_{s2} = 5,06 \times 3,36 = 17 \text{ KN}$$

$$G_{s3} = 5,06 \times 2,4 = 12,14 \text{ KN}$$

$$G_{s4} = 6,36 \times 3,34 = 21,24 \text{ KN}$$

$$\sum G = 75,18 \text{ KN}$$

$$Q_{s1} = 2,1 \times 4,67 = 11,68 \text{ KN}$$

$$Q_{s2} = 1,5 \times 3,36 = 5,04 \text{ KN}$$

$$Q_{s3} = 1,5 \times 2,4 = 3,75 \text{ KN}$$

$$Q_{s4} = 1,5 \times 3,34 = 5,01 \text{ KN}$$

$$\sum Q = 25,48 \text{ KN}$$

3) Poids des poutres :

$$P_{pp} = 11,47 \text{ KN} ; \quad P_{ps} = 9,45 \text{ KN} \rightarrow P_p = 20,92 \text{ KN}.$$

4) Poids des murs extérieur :

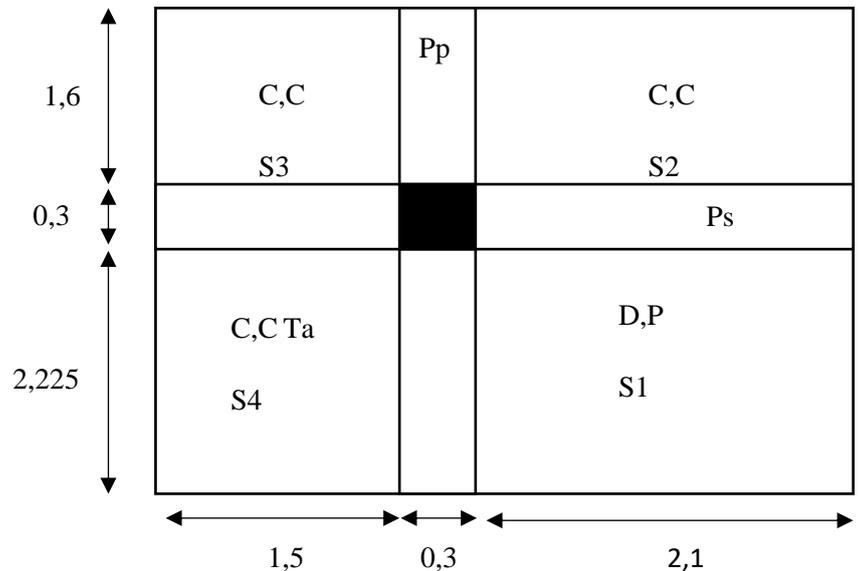


Figure.II.12. Surface afférente 6^{ème} étage

$$G_{\text{mur}} = 2,62 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad S_{\text{mur}} = (2,1+2,225) \times 2,71 = 11,72 \text{ m}^2 \rightarrow P_{\text{mur}} = 30,71 \text{ KN}$$

c) Plancher étage 5 à entre sol 1:

1) La surface afférente :

$$S_{1p} = (1 \times 2,225) + (0,32 \times 1,3)$$

$$S_{1p} = 2,64 \text{ m}^2$$

$$S_{1v} = 0,78 \times 1,3 = 1,014 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,36 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3,34 \text{ m}^2$$

2) Poids des planchers :

$$G_{s1P} = 2,64 \times 6,31 = 16,66 \text{ KN}$$

$$G_{s1V} = 1,014 \times 9,92 = 10,06 \text{ KN}$$

$$G_{s2} = 3,36 \times 5,06 = 17 \text{ KN}$$

$$G_{s3} = 2,4 \times 5,06 = 12,14 \text{ KN}$$

$$G_{s4} = 3,34 \times 5,06 = 16,9 \text{ KN}$$

$$\sum G = 72,76 \text{ KN.}$$

$$Q_{s1} = (2,64 + 1,014) \times 2,5 = 9,14 \text{ KN}$$

$$Q_{s2} = (3,36 \times 1,5) = 5,04 \text{ KN}$$

$$Q_{s3} = (2,4 \times 1,5) = 3,6 \text{ KN}$$

$$Q_{s4} = (3,34 \times 1,5) = 5,01 \text{ KN}$$

$$\sum Q = 22,79 \text{ KN}$$

3) Poids des murs:

$$G = 2,62 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad S = (2,1+1,5) \times 2,71 = 9,76 \text{ m}^2 \quad ; \quad P_{\text{mur}} = 25,57 \text{ KN}$$

La loi de dégression :

Les surcharges d'exploitation reprise par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi dégression définie par le D.T.R DC.2.2

Sous la terrasse : Q_0

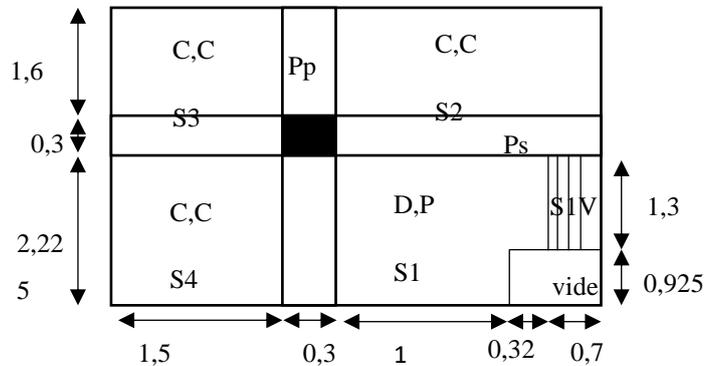


Figure.II.13. Surface afférente 5^{ème} étage

Sous le 6^{ème} étage : Q_0+Q_1

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,95 \times (Q_1+Q_2)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0+0,90 \times (Q_1+Q_2+Q_3)$

Sous le 3^{ème} étage : $Q_0+0,85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Sous le 2^{ème} étage : $Q_0+0,80 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$: $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \sum_1^n Q_i$)

n : Nombre d'étage à partir du sommet du bâtiment

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (F2) sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.11. Evaluation de la Descente de charge

Etage	Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
Etage 6	N8	Plancher	67,27	10,43
		Poutre	20,92	
		Poteau	6,89	
		Acrotère	8,62	
		Murs ext	30,71	
		Σ	134,41	10,43
Etage 05	N7	Venant de N8	134,41	25,48
		Plancher	75,18	
		Poutre	20,92	
		Poteau	9,37	
		Murs	25,57	
		Σ	265,45	35,91
Etage 04	N6	Venant de N7	265,45	56,29
		Plancher	72,76	
		Poutre	20,92	
		Poteau	12,24	
		Murs	25,57	
		Σ	396,94	56,29
		Venant de N6	396,94	
		Plancher	72,76	

Etage 03	N5	Poutre	20,92	
		Poteau	12,24	
		Murs	25,57	
		Σ	528,43	74,38
Etage 02	N4	Venant de N5	528,43	
		Plancher	72,76	
		Poutre	20,92	
		Poteau	15,49	
		Murs	25,57	
		Σ	663,17	90,2
Etage 01	N3	Venant de N4	663,17	
		Plancher	72,76	
		Poutre	20,92	
		Poteau	15,49	
		Murs	25,57	
		Σ	797,91	103,74
RDC	N2	Venant de N3	797,91	
		Plancher	72,76	
		Poutre	20,92	
		Poteau	19,13	
		Murs	25,57	
		Σ	936,29	115
Entre sol 1	N1	Venant de N2	936,29	
		Plancher	72,76	
		Poutre	20,92	
		Poteau	19,13	
		Murs	25,57	
		Σ	1049,1	126,3
Entre sol 2	N0	Venant de N1	1049,1	
		Plancher	72,76	
		Poutre	20,92	
		Poteau	24,75	

		Σ	1167,53	137,62
--	--	----------	---------	--------

II.4.3. Calcul de l'effort normal ultime :

A la base de poteau F2 on a :

$$NG = 1167,53 \text{ KN} \quad \text{et} \quad NQ = 137,62 \text{ KN}$$

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$

$$Nu = 1782,6 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91/99 l'effort N_u doit être majoré de :

- 10% ➔ portique à plusieurs travées.
- 15% ➔ portiques à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%.

$$\text{Donc : } N_u^* = 1,1 \times N_u \rightarrow N_u^* = 1,1 \times 1782,6 = 1960,86 \text{ KN}$$

II.4.4. Les vérifications nécessaires :

a. Vérification à la compression simple :

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_u^*}{B} \leq \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = F_{bu}$$

B : la section du poteau

Exemple de calcul à la base de poteau F2 :

$$B_{cal} \geq \frac{1960,86 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,1381 \text{ m}^2$$

$$\text{Or : } B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

➔ $B = 0,25 \text{ m}^2 > 0,138 \text{ m}^2$ condition vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux de poteau (F2)

Tableau II.12. Vérification à la compression simple à tous les niveaux de poteau (F2)

Etage	Section (cm ²)	N_u^* (KN)	B(m ²)	B _{cal} (m ²)	Observation
6	30*30	216,81	0,09	0,0153	Vérifiée
5	35*35	453,44	0,1225	0,0319	Vérifiée
4	40*40	682,33	0,16	0,04805	Vérifiée
3	40*40	907,44	0,16	0,064	Vérifiée
2	45*45	1133,64	0,2025	0,0798	Vérifiée

1	45*45	1356,07	0,2025	0,0955	Vérifiée
RDC	50*50	1580,14	0,25	0,1113	Vérifiée
Entre sol 1	50*50	1766,31	0,25	0,1244	Vérifiée
Entre sol 2	50*50	1960,86	0,25	0,1381	Vérifiée

b. Vérification au flambement :

D'après le (CBA93) on doit faire la vérification suivante :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] . \text{ CBA93 [Art B.8.4.1]}$$

Exemple de calcul :

Vérification au flambement pour le poteau du 2^{ème} entre sol.

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times (3,91 - 0,4) \rightarrow L_f = 2,457 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,5 \times 0,5^3}{12} = 5,208 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{5,208 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,5}} = 0,144 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,457}{0,144} \rightarrow \lambda = 17,0625 < 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,81$$

Selon le BAEL :

$$A_s \in [0,8\% Br ; 1,2\% Br]$$

On prend : $A_s = 1\% Br$.

$$\text{Donc : } Br^{\text{cal}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha} \times \frac{1}{\left[\frac{F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{F_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br^{\text{cal}} \geq \frac{1960,86 \times 10^{-3}}{0,81 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,11 \text{ m}^2$$

Nous avons

$$Br = (50-2)(50-2) \times 10^{-4} = 0,2304 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Ce tableau résume les vérifications aux flambements à tous les niveaux de poteau (F2)

Tableau II.13. Vérification des poteaux au flambement.

Etage	L ₀ (m)	Section(cm ²)	Nu*(KN)	Br(m ²)	Brcal (m ²)	Br>Brcal
6	2,66	30*30	216,81	0,0784	0,0125	Vérifiée
5	2,66	35*35	453,44	0,1089	0,0256	Vérifiée
4	2,66	40*40	682,33	0,1444	0,03804	Vérifiée
3	2,66	40*40	907,44	0,1444	0,0506	Vérifiée
2	2,66	45*45	1133,64	0,1849	0,0627	Vérifiée
1	2,66	45*45	1356,07	0,1849	0,075	Vérifiée
RDC	2,66	50*50	1580,14	0,2304	0,08682	Vérifiée
Entre sol 1	2,66	50*50	1766,31	0,2304	0,09705	Vérifiée
Entre sol 2	3,51	50*50	1960,86	0,2304	0,11	Vérifiée

c. Vérification des conditions de RPA 99/2003 :

On vérifie le poteau de dernier étage (30*30) cm²

$$\text{Zone IIa} \begin{cases} \min(30; 30) \geq 25\text{cm} & \text{vérifiée} \\ \min(30; 30) \geq \frac{306}{20} = 15,3 & \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.5. Conclusion

Le prédimensionnement des éléments se fait selon les exigences de prédimensionnement données par le RPA99v2003, BAEL 91/99 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

a. Les éléments non structuraux :

- Hauteur de plancher à corps creux ht=(16+4)
- L'épaisseur de l'escalier :
 - 1^{er} et 3^{eme} volées : e=20cm
 - 2^{eme} volée : e=12cm
 - Palier : e=20cm
- L'épaisseur des dalles pleines :
 - Les balcons e= 12cm
 - Dalles pleines e=12cm

b. Les éléments structuraux :

- Les voiles : pour l'entre sol 2 : e= 20cm ; pour les autres étages : e=15cm
- Les poutres :
 - Poutres principales (30*40) cm²
 - Poutres secondaires (30*35) cm²
- Les poteaux :

- Entre sol 1, 2 et le RDC $(h*b) = (50*50) \text{ cm}^2$
- 1^{er} et 2^{ème} étage $(h*b)=(45*45) \text{ cm}^2$
- 3^{ème} et 4^{ème} étage $(h*b)=(40*40) \text{ cm}^2$
- 5^{ème} étage $(h*b)=(35*35) \text{ cm}^2$
- 6^{ème} étage $(h*b) = (30*30) \text{ cm}^2$

Chapitre III Calcul des éléments secondaire

INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

III.1 Calcul des planchers

III.1 .1 Plancher à **corps creux**

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle ;
- Dalle de compression.

1) Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe trois méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire, la méthode de Caquot et la méthode de la RDM.

Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)

Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

- Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
- Les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 ;$
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

-

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Condition d'application

- La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

Principe de la méthode

- Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

- Application de la méthode

Remarque

- Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

-Types de poutrelles

* étage 1,2,3,4,5.

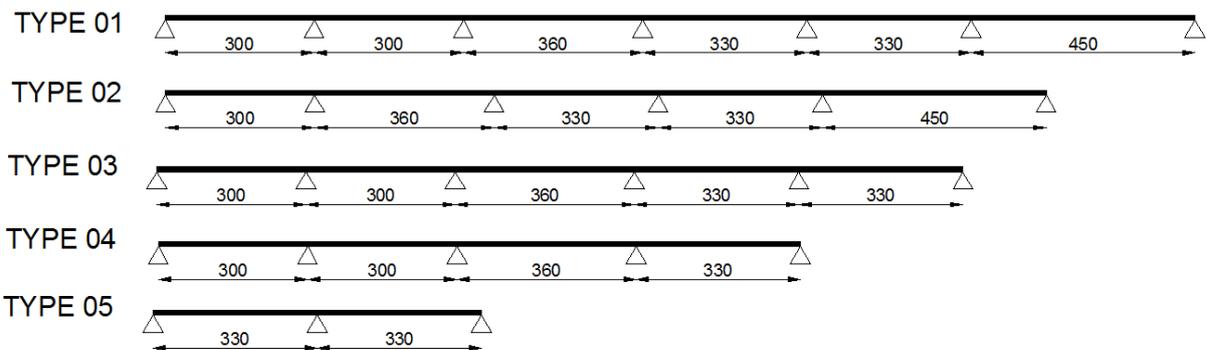


Figure.III.1. Différents types de poutrelles des étage 1,2,3,4,5

*RDC

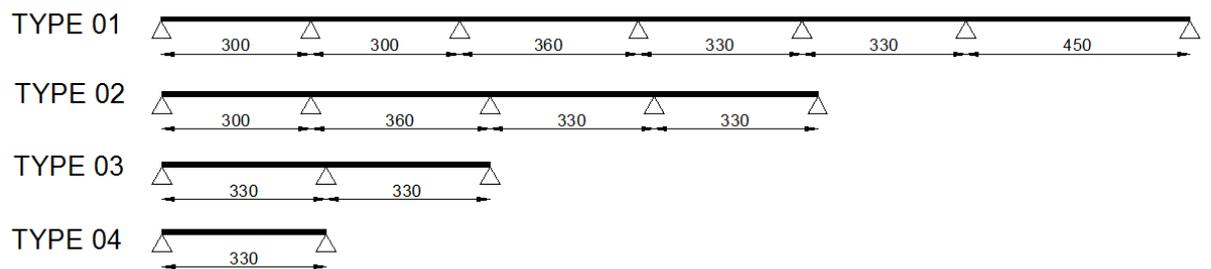


Figure.III.2. Différents types de poutrelles de RDC.

*entre sol 01 .

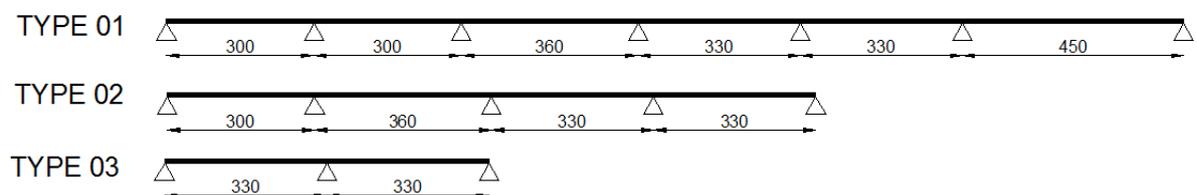


Figure.III.3. Différents types de poutrelles de l'entre sol 01.

*6ème étage.

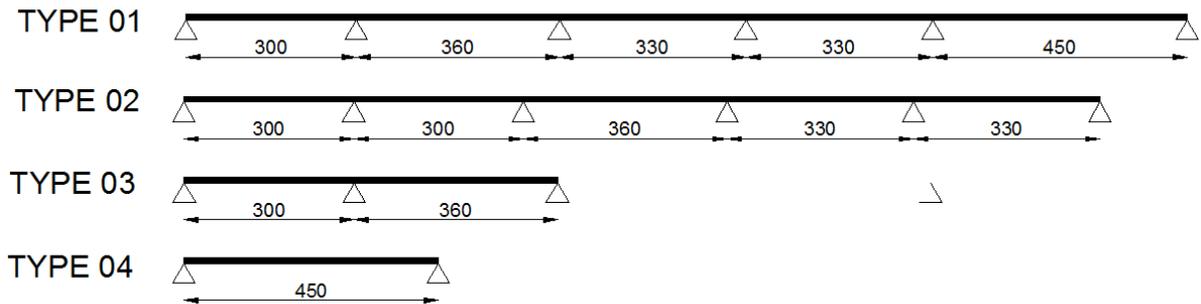


Figure.III.4 Différents types de poutrelles de 6ème étage.

***terrasse inaccessible.**

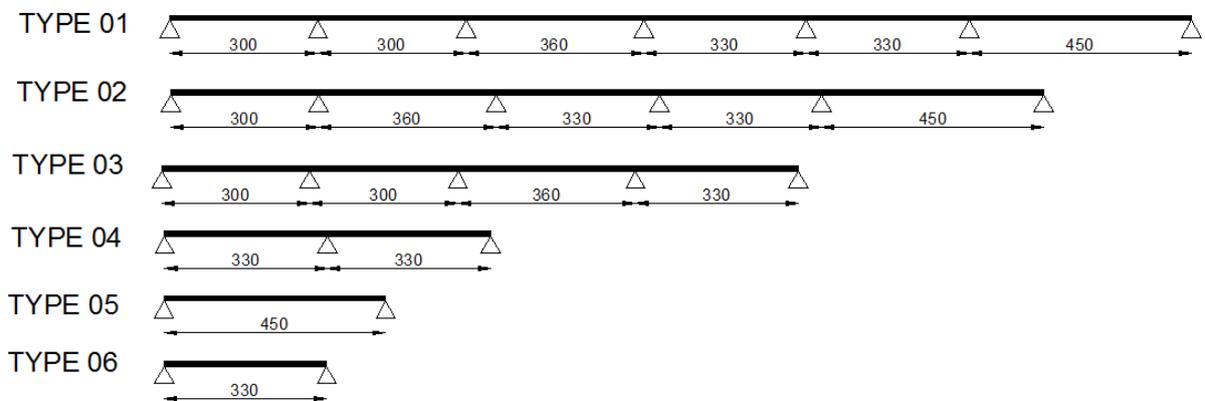


Figure.III.5. Différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

III.1.1.1 charges revenant sur les poutrelles :

$$\text{A l'ELU ; } q_u = 1,35G + 1,5Q \quad ; \quad p_u = 0,65 * q_u$$

$$\text{A l'ELS ; } q_s = G + Q \quad ; \quad p_s = 0,65 * q_s$$

Avec : q : charge sur le plancher.

P : charge sur la poutrelle.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des charges pour les poutrelles des différents niveaux.

Tableau.III.1. Charge sur les poutrelles

Désignation	G Kn/m ²	Q Kn/m ²	ELU		ELS	
			P _U (Kn/m ²)	q _u (Kn/m ²)	P _s (Kn/m ²)	q _s (Kn/m ²)
Terrasse inaccessible	6,45	1	10,21	6,53	7,45	4,77
Etage courant	5,06	1,5	9,08	5,81	6,56	4,2
Terrasse accessible	6,36	1,5	10,84	6,94	7,86	5,03

III.1.1.2 calculs des sollicitations dans les poutrelles

1) Le type 03 du plancher RDC

-Schéma statique

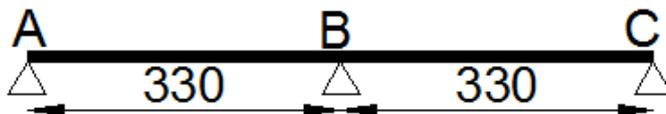


Figure.III.6. Schéma statique de la poutrelle

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

- Calcul des moments

Moments isostatiques

Travée AB

$$\text{On a } M_0^{AB} = pl^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 7,91 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$\text{On a } M_0^{BC} = pl^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 7,91 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 5,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments aux appuis

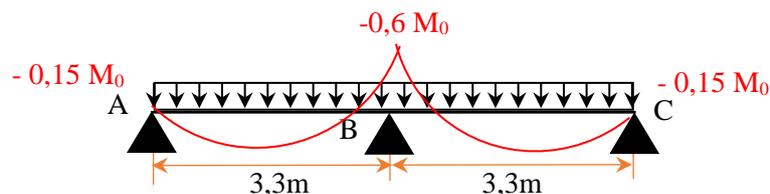


Figure.III.7. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à deux travées

Appui intermédiaire

$$M_a^{int} = -0,6 M_0^{max} \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{int} = -4,75 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{int} = -3,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis de rive

$$M_a^{rive} = -0,15 M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{rive} = -1,19 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{rive} = -0,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2] M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2] M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

$$\text{D'où, } M_t \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t^u = 6,075 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_t^s = 4,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

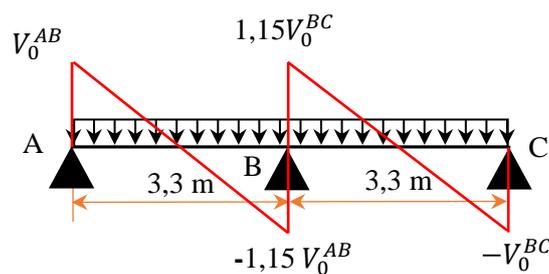
Évaluation des efforts tranchants

Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 9,59 \text{ KN} \\ V_B = -10,55 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 10,55 \text{ KN} \\ V_C = 9,59 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau.III.2 Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher étage 1- étage 5.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,66	-3,93	9,94	13,94	-1,18	-2,81	7,18
T2	-1,66	-7,86	9,94	14,82	-1,18	-5,63	7,18
T3	-1,19	-3,96	6,48	10,55	-0,86	-2,86	4,68
T4	-1,19	-4,71	6,10	-11,51	-0,86	-3,40	4,41
T5	-1,19	-4,75	6,08	11,03	-0,86	-3,43	4,39
Max	-1,66	-7,86	9,94	14,82	-1,18	-5,53	7,18

Tableau.III.3. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,78	-4,21	11,17	15,63	-1,29	-3,06	8,15
T2	-1,78	-8,44	11,17	16,57	-1,29	-6,12	8,15
T3	-1,33	-5,29	6,69	-12,93	-0,97	-3,86	4,88
T4	-1,33	-5,34	6,67	12,40	-0,97	-3,89	4,87
T5	-2,48	/	16,53	14,69	-1,81	/	12,07
T6	-1,33	/	8,88	10,77	-0,97	/	6,49
Max	-2,48	-8,44	16,53	16,57	-1,29	-6,12	12,07

Tableau.III.4. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher RDC

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,66	-3,93	9,94	13,94	-1,18	-2,81	7,18
T2	-1,19	-4,71	6,48	11,51	-0,86	-3,40	4,68
T3	-1,19	-4,75	6,08	11,03	-0,86	-3,43	4,39
T4	-1,19	/	7,91	9,59	-0,86	/	5,72
Max	-1,66	-4,75	9,94	13,94	-1,18	-3,43	7,18

Tableau.III.5. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher entre sol 01

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,66	-3,93	9,94	13,94	-1,18	-2,81	7,18
T2	-1,19	-4,71	6,48	11,51	-0,86	-3,40	4,68
T3	-1,19	-4,75	6,08	11,03	-0,86	-3,43	4,39
Max	-1,66	-4,75	9,94	13,94	-1,18	-3,43	7,18

Tableau.III.6. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du plancher 6ème étage

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1,66	-7,86	9,94	14,82	-1,18	-5,63	7,18
T2(Ta)	-1,42	-4,72	7,62	12,59	-1,03	-3,42	5,53
T3	-1,41	-5,65	7,24	12,03	-1,02	-4,08	5,23
T4	-2,2	/	14,7	13,07	-1,59	/	10,63
Max	-2,2	-7,86	14,7	14,82	-1,59	-5,63	10,63

III.1.1.3. Ferrailages des poutrelles

- Ferrailage longitudinal

- **Tableau.III.7.** Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitations les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Entre sol 01 au 5eme étage	-1,66	-7,86	9,94	14,82	-1,18	-5,63	7,18
6 eme étage	-2,2	-7,86	14,7	14,82	-1,59	-5,63	10,63
Terrasse inaccessible	-2,48	-8,44	16,53	16,57	-1,81	-6,12	12,07

- Exemple de calcul : poutrelles plancher entre sol 01 au 5eme étage.

- Données :

$$\begin{array}{l}
 \text{- ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 9,94 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7,86 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,66 \text{ KN.m} \\ V = 14,82 \text{ KN} \end{array} \right. ; \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_t = 7,18 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -5,63 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1,18 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

b = 65cm ; b₀ = 10 cm ; h = 20 cm ; h₀ = 4 cm ; f_c = 400 Mpa ; f_{c28} = 25 MPa ; d = 20-2 = 18 MPa .

- **Ferraillage en travée**

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,64 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 58,16 \text{ KN.m} > M_{tu} = 9,94 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{9,94 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,64 \times 0,18^2} = 0,0338 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0338}] = 0,043$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0338) = 0,177 \text{ m}$$

Calcul de f_{st} :

$$\varepsilon_{st} = 3,5/1000 [(1 - \alpha)/\alpha]$$

$$\Rightarrow f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{9,94 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 1,61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,61 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,39 \text{ cm}^2 < A_t = 1,61 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

- **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{7,86 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,171 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,171 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée).}$$

$$\text{ce qui donne ; } A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,171}] = 0,236$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,236) = 0,163 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = \frac{7,86 \times 10^{-3}}{0,163 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

- Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,66 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,036 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{PivotA}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée).}$$

$$\text{ce qui donne ; } A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}] = 0,046$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,046) = 0,177 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{rive} = \frac{1,66 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité aux appuis

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_a^{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{rive}} = 0,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **Choix des barres**

En travéeA = 1,61 cm² → soit ; 3HA10 = 2,36 cm²

En appui intermédiaire :....A = 1,39 cm² → soit ; 1HA12+1HA10 = 1,92 cm²

En appui de riveA = 0,27 cm² → soit ; 1HA10 = 0,79 cm²

Ferraillage transversal

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (8\text{mm} ; 5,71\text{mm} ; 10\text{mm})$$

Avec ; ϕ_l^{\min} est le minimum du diamètre des barres longitudinales.

Soit ; $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_{\text{trans}} = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

On procède au ferraillage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Calcul du ferraillage à l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Plancher entre sol 01 au 5eme étage	Travée	9,94	0,0338	0,043	0,177	1,62	1,39	3HA10= 2,36
	Appui Inter	-7,86	0,171	0,236	0,163	1,39	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	-1,66	0,036	0,046	0,177	0,27	0,22	1HA10 = 0,79
6eme étage	Travée	14,7	0,050	0,064	0,175	2,41	1,39	2HA12+1HA10 = 3,05
	Appui Inter	-7 86	0,171	0,236	0,163	1,39	0,22	1HA10+1HA12 =1,92
	Appui de rive	-2,2	0,048	0,061	0,176	0,36	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	16,53	0,056	0,072	0,175	2,72	1,39	2HA12+1HA10= 3,05
	Appui Inter	-8,44	0,184	0,256	0,162	1,50	0,22	1HA12+1HA10= 1,92
	Appui de rive	-2,48	0,054	0,069	0,175	0,41	0,22	1HA10 = 0,79

Remarque

Le ferraillage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_{\text{trans}} = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

III.1.1.4. Vérifications nécessaires (terrasse inaccessible)**- Vérifications à l'ELU****Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 16,57 \times \frac{10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,921 \text{ MPa}$$

$$FPN \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de Risque de rupture par cisaillement.

Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum des trois conditions qui suivent :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_{trans} \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_{trans} \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \quad \Rightarrow \quad St \leq 62,68 \text{ cm}$$

D'où $St = 15 \text{ cm}$.

Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u **-Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} \times 16,57 \times 10^{-3} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travé} + A_{appui}$$

$$A_l = 2HA12 + 2HA10 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad A_l \geq 0,48 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

-Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16,57 \times 10^{-3} + \frac{(-8,44) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,02 < 0$$

$A_l < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort V_u est négligeable devant l'effet du moment.

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

avec; $b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27 \text{ cm}$

$$\tau_1^u = \frac{0,27 \times 16,57 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,64 \times 0,04 \times 0,18} = 1,08 \text{ MPa}$$

$\tau_1^u < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ *Vérifiée*

⇒ Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d; (30 - 4)\text{cm}) = 0,162 \text{ m}$$

Ce qui donne : $V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$

$V_u = 16,64 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN}$ *Vérifiée*

⇒La bielle est vérifiée

Les vérifications des poutrelles ont état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

Tableau.III.9. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u < 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Plancher entre sol 01 au 5eme étage	0,823 < 3,33	3,15 > 0,426	4,28 > -0,969	14,82 < 108,135	0,97 < 3,33
6eme étage	0,823 < 3,33	3,84 > 0,426	4,97 > -0,969	14,82 < 108,135	0,97 < 3,33
Terrasse Inaccessible	0,921 < 3,33	3,84 > 0,48	4,97 > -1,42	16,57 < 108,135	1,08 < 3,33
Observation	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>

- Vérifications à l'ELS (entre sol 01 au 5eme étage)

Vérification des contraintes

-En travée

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 16,4 \text{ cm}^3$$

$H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$).

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

Calcul de y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32 y^2 + 35,4 y - 637,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 287,78 \quad \Rightarrow \quad y = 3,94 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{64 \times (3,94)^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,94)^2$$

$$\Rightarrow I = 8302,81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,94 \times 10^{-3}}{8302,81 \times 10^{-8}} \times 0,0394 = 4,71 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en travée.

.-En appui intermédiaire

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -323,2 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section en T

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15.A + (b - b_0)h_0]y - 15.Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 244,8y - 950,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 280,95 \quad \Rightarrow \quad y = 3,62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (3,62)^3}{3} + 15 \times 1,92(18 - 3,62)^2$$

$$I = 6113,52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,86 \times 10^{-3}}{6113,52 \times 10^{-8}} \times 0,0362 = 4,06 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement de béton en appuis

Les vérifications des poutrelles à état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

Tableau.III.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Plancher entre sol01 au 5eme étage	Travée	7,18	2,36	3,94	8302,81	3,41 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,63	1,92	3,62	6113,52	3,33 < 15	Vérifiée
6ème étage	Travée	10,63	3,05	4,42	10278	4,57 < 15	Vérifiée
	Appui	-5,63	1,92	3,62	6113,5	3,33 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	12,07	3,05	4,42	10278	4,75 < 15	Vérifiée
	Appui	-6,12	1,92	3,62	6113,5	3,62 < 15	Vérifiée

III.1.1.5. Vérification de la flèche (TYPE05 terrasse inaccessible)

Conditions de la vérification de la flèche

Données :

$$l = 4,50 \text{ m} ; M_{0s} = 12,07 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 12,07 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 1 M_{0s}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \iff h=20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Or ; $A=3,05 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$

3) $L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Puisque la 1^{ère} et la 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \implies \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm} = 9 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 / 99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

Evaluation des moments en travée

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 1 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 1 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 1 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \implies \begin{cases} M_{ser}^g = 10,45 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4,62 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 12,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec :

$$G = 6,45 \text{ KN/m}$$

$$j = G - G^{\text{revêtement}} = 6,45 - (1 + 0,12 + 0,01 + 0,27 + 2,2) = 2,85 \text{ KN/m}$$

$$P = G + Q = 6,45 + 1 = 7,45 \text{ KN/m}$$

Modules de Young instantanés et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficients λ, μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 18} = 0,0169 = 1,69 \%$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,517 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1 \end{cases}$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 207,25 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 91,567 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 239,38 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 10278 \text{ cm}^4 \\ y = 4,42 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0,772 \\ \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0,558 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0,799 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_G = 14,53 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{by_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_G)^2$$

D'où, $I_0 = 19689,2 \text{ cm}^4$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\left\{ \begin{aligned} I_{f_{gi}} &= \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = 7369,81 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} &= \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \times \mu_j} = 9025,84 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} &= \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = 7203,38 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} &= \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = 12198,3 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 16,03 \text{ mm} \\ f_{ji} &= M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,19 \text{ mm} \\ f_{pi} &= M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 10,45 \text{ mm} \\ f_{gi} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 8,85 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 14,44 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f > \bar{f} = 9,6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section d'acier.

Soit ; A = 4HA14 = 6,16 cm²

Les résultats obtenus après augmentation de la section d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.11. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Entre sol 01 au 5ème étage	6ème étage	Terrasse inaccessible
A (cm ²)	2,36	3,05	6,16
L (m)	4,5	4,5	4,5
q _{jser} (KN/m)	2,464	2,464	1,824
q _{gser} (KN/m)	3,24	3,24	4,128
q _{pser} (KN/m)	4,2	4,2	4,768
M _{jser} (KN.m)	4,78	4,78	4,62
M _{g ser} (KN.m)	6,29	6,29	10,45
M _{p ser} (KN.m)	8,15	8,15	12,07
I (cm ⁴)	8302,81	10279,2	17909,7
I ₀ (cm ⁴)	18419,9	19689,2	24769,1
ρ	0,0131	0,0169	0,0342

λ_i	3,24	2,51	1,243
λ_v	1,3	1	0,437
σ_{st}^j (MPa)	121,48	94,88	46,76
σ_{st}^g (MPa)	159,74	124,76	105,82
σ_{st}^p (MPa)	207,07	161,73	122,22
μ_j	0,566	0,57	0,568
μ_g	0,649	0,65	0,778
μ_p	0,716	0,72	0,805
I_{fji} (cm ⁴)	7142,92	8917,38	15975,4
I_{fgi} (cm ⁴)	6523,17	8215,62	13848,6
I_{fpi} (cm ⁴)	6095,51	7724,46	13621,2
I_{fgv} (cm ⁴)	10997,2	13090,6	19644,3
f_{ji} (mm)	4,18	3,35	1,8
f_{gi} (mm)	6,02	4,78	4,71
f_{pi} (mm)	8,35	6,59	5,53
f_{gv} (mm)	10,71	8,99	9,96
Δf (mm)	8,86	7,45	8,97
f_{adm} (mm)	9	9	9
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.III.12. Conclusion de ferrailage des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	A longitudinales (cm ²)	A transversale (cm ²)
Entre sol 01 au 5 ^{ème} étage	Travée	2HA8+1HA10 = 2,36	2HA6 = 0,57 St = 15 cm
	Appui Inter	2HA10=1,57	
	Appui de rive	1HA10= 0,79	
6 ^{ème} étage	Travée	2HA12+1HA10 = 3,05	2HA6 = 0,57 St = 15 cm
	Appui Inter	1HA12+1HA10 = 1,92	
	Appui de rive	1HA10 = 0,79	
Terrasse inaccessible	Travée	4HA14 =6,12	2HA6 = 0,57 St = 15 cm
	Appui Inter	1HA12+1HA10 = 1,92	
	Appui de rive	1HA10 = 0,79	

➤ Schéma de ferrailage

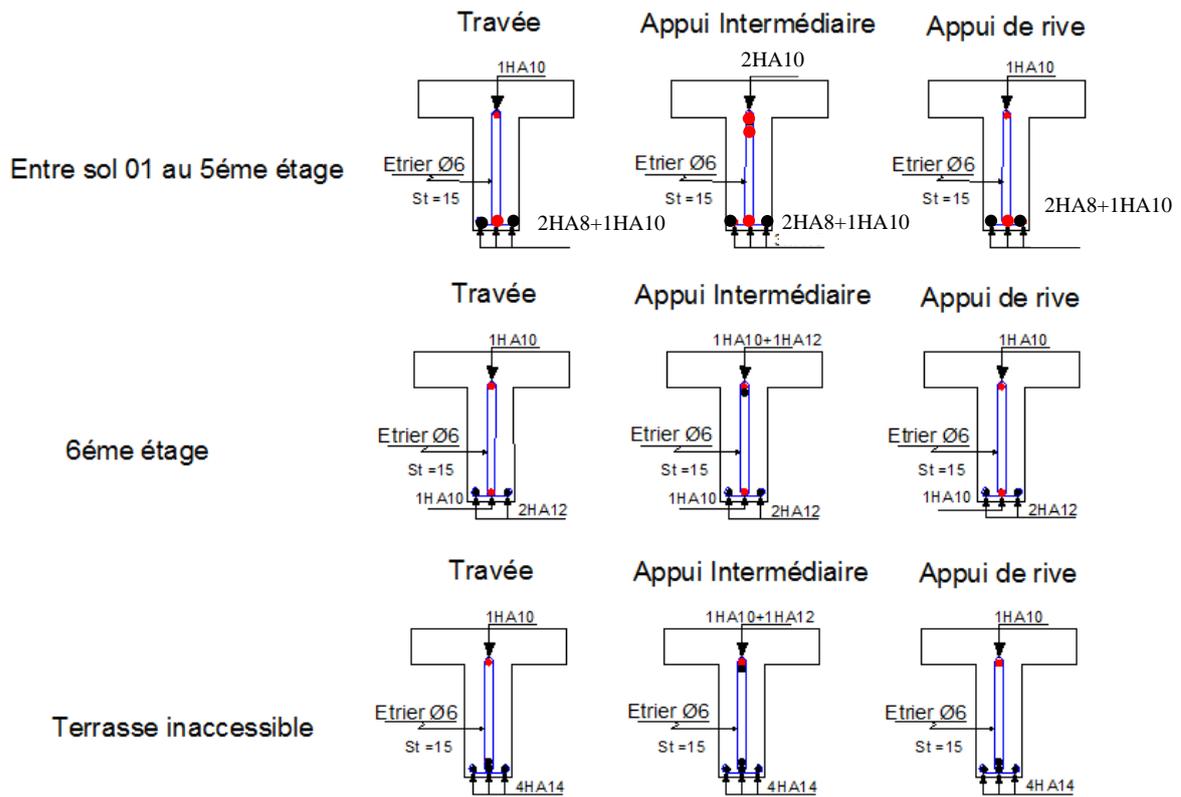


Figure.III.9. Schéma de ferrillage des poutrelles.

III.1.1.6. Etude de la dalle de compression

$L_0=65\text{cm}$

Soit : $\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4l_0}{fe} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \rightarrow fe=235\text{MPa}$

$A_{\perp} : 5\phi 5/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA}$

$A_{\parallel} : 4\phi 5/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA}$

Pour faciliter la mise en œuvre on utilise un treillis soudé

Maille carrées $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.1.2. Dalles pleines :

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- Les balcons
- Q est important.
- Longueurs de travées importantes.
- Géométrie de la dalle est complexe.

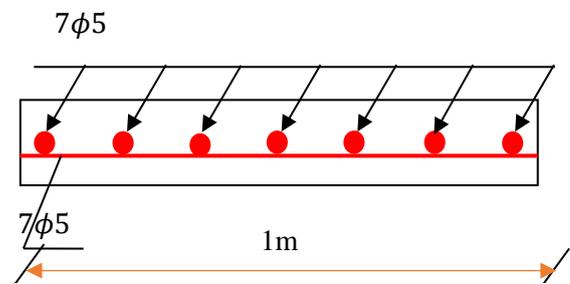


Figure.III.10. Ferrillage de la dalle de compression.

Tableau.III.13. Données des différents types de dalles pleines.

Types	L _x (m)	L _y (m)	ρ	E L U		E L S	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	1,17	4,20	0,28	/	/	/	/
D2	1,17	3,00	0,39	/	/	/	/
D3	1,17	2,70	0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
D4	1,17	1,3	0,9	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
D5	1,3	4,00	0,33	/	/	/	/
D6	0,7	4,00	0,18	/	/	/	/
D7	0,7	3,20	0,22	/	/	/	/
D8	0,7	4,45	0,16	/	/	/	/
D9	1,46	4,45	0,33	/	/	/	/
D10	2,9	4,45	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
D11	0,7	1,17	0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672

Pour les valeurs de μ_x et μ_y (voir ANNEXE 2)

On va étudier le type D1 la dalle en 3 appuis :

III.1.2.1. Calcul des sollicitations à L'ELU

Évaluation des charges

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 4,43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

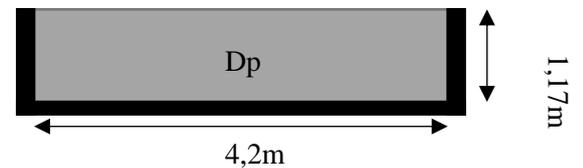


Figure.III.11. Dalle (D1)

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \Rightarrow q_u = 11,23 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,17}{4,2} = 0,2785 < 0,4$$

$$\text{On a } L_x = 1,17 < L_y/2 \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{11,23 \times 1,17^2 \times 4,2}{2} - \frac{2 \times 11,23 \times 1,17^3}{3} = 20,29 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{11,23 \times 1,17^3}{6} = 3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Correction des moments compte tenue de l'encastrement

Comme la dalle est semi encastree dans les appuis les moments M_0 calculés doivent être corrigés

En travées :

$$M_{tx} = \begin{cases} 0,85 M_0x & \text{Travée de rive} \\ 0,75 M_0x & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_{ay} = \text{Max} = \begin{cases} 0,5 M_0x & \text{appuis Intermédiaire} \\ 0,3 M_0x & \text{appuis de rive} \end{cases}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_0x = 17,25 \text{ Kn.m}$

$$M_{Ty} = 2,55 \text{ KN.m}$$

En appuis : $\text{Max} = 10,46 \text{ Kn.m}$

$$M_{ay} = 1,5 \text{ KN.m}$$

III.1.2.2. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, on a :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $d = 9 \text{ cm}$.

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,25 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,150$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ On est donc dans le pivot A

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,150 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,204$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0,4 \times 0,204) \times 0,09 \Rightarrow z = 0,0827 \text{ m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{17,25 \times 10^{-3}}{348 \times 0,0827} = 6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage au niveau des appuis selon le sens l_x , et on trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.14. Sollicitation est ferrailage.

Type		Endroit	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Achoisi (cm ²)	S_t (cm)
D1	X-X	Travée	17,24	0,150	0,205	0,0826	6,00	0,96	6HA12= 6,79	16
		Appui	10,15	0,0884	0,116	0,0858	3,39	0,96	4HA12= 4,52	25
		Travée	8,30	0,0723	0,0940	0,0866	2,75	0,96	4HA10= 3,14	25

D2	X-X	Appui	5,53	0,0482	0,0618	0,0878	1,81	0,96	4HA8= 2,01	25
D3	X-X	Travée	6,57	0,0573	0,0738	0,0873	2,16	0,96	4HA10 =3,14	25
		Appui	4,38	0,0382	0,0487	0,0882	1,43	0,96	4HA8 =2,01	25
	Y-Y	Travée	2,25	0,0196	0,0247	0,0891	0,72	0,96	3HA8= 1,51	33
		Appui	1,50	0,0131	0,0164	0,0894	0,48	0,96	3HA8= 1,51	33
D4	X-X	Travée	0,53	0,005	0,006	0,0898	0,17	0,96	3HA8= 1,51	33
		Appui	0,21	0,002	0,002	0,002	0,07	0,96	3HA8= 1,51	33
	Y-Y	Travée	0,41	0,004	0,004	0,0898	0,13	0,96	3HA8= 1,51	33
		Appui	0,16	0,001	0,001	0,090	0,05	0,96	3HA8= 1,51	33
D5	X-X	Travée	15,33	0,134	0,180	0,0835	5,27	0,96	6HA12 =6,79	16
		Appui	9,02	0,0786	0,102	0,0863	3	0,96	4HA12 =4,52	25
D6	X-X	Travée	6,01	0,0524	0,0673	0,0876	1,97	0,96	4HA8 =2,01	25
		Appui	3,54	0,0308	0,0392	0,0886	1,15	0,96	3HA8 =1,51	33
D7	X-X	Travée	3,92	0,0342	0,0435	0,0884	1,28	0,96	3HA8 =1,51	33
		Appui	2,62	0,0228	0,0288	0,0890	0,85	0,96	3HA8 =1,51	33
D8	X-X	Travée	6,9	0,0601	0,0775	0,0872	2,27	0,96	4HA10 =3,14	25
		Appui	4,06	0,0354	0,045	0,088	1,32	0,96	3HA8 =1,51	33
D9	X-X	Travée	21,36	0,1861	0,2596	0,0807	7,61	0,96	7HA12 =7,92	14
		Appui	12,56	0,1095	0,1453	0,0848	4,26	0,96	4HA12 =4,52	25
D10	X-X	Travée	29,39	0,256	0,377	0,0764	11,06	0,96	10HA12 =11,31	10
		Appui	17,29	0,151	0,205	0,0826	6,02	0,96	6HA12 =6,76	16
	Y-Y	Travée	28,07	0,225	0,357	0,0772	10,46	0,96	10HA12 =11,31	10
		Appui	16,51	0,144	0,195	0,0830	5,72	0,96	6HA12 =6,76	16
D11	X-X	Travée	0,38	0,003	0,0042	0,0898	0,12	0,96	3HA8 =1,51	33
		Appui	0,14	0,001	0,001	0,0899	0,043	0,96	3HA8 =1,51	33
	Y-Y	Travée	0,11	0,001	0,001	0,09	0,036	0,96	3HA8 =1,51	33
		Appui	0,04	0,001	0,001	0,09	0,01	0,96	3HA8 =1,51	33

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} \rho < 0,4 \\ e = 12\text{cm} \end{cases} \rightarrow A_{t\min} = \rho_0 \times b \times e$$

ρ_0 : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = 0,0008 \rightarrow \text{Acier FeE400}$$

$$A_{t\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{t\min}$ verifier

on feraille avec A_t

On prend $A_{tx} = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{ty} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ty} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11,23 \times 1,17}{2} \times \frac{4,2^4}{(4,2)^4 + (1,17)^4} \Rightarrow V_x = 6,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{6,57 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,073 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

Espacement des armatures

$$- St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Vérification à L'ELS**

Calcul des charges :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 4,43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7,93 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 14,32 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 14,32 = 12,17 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 2,12 = 1,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x

La vérification de la contrainte dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_x = 6,79 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 101,85y - 916,65 = 0 \Rightarrow y = 3,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \quad I = 4119,62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 9,53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Pas de risque d'écrasement de béton}$$

Tableau III.15. Tableau des vérifications à l'ELS.

Endroit		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs.
Travée	X-X	12,17	3,22	4119,62	9,53 < 15	Vérifiée
	Y-Y	1,8	4,96	14436,8	0,61 < 15	Vérifiée

➤ **État limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,103 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0075 > 0,005 \dots \dots \dots \text{Non.Vérifié.}$$

Les conditions des flèches ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit effectuer une vérification à de la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6,76}{100 \times 9} = 0,007511 \quad ; y = 3,38\text{cm}; I = 4489,8 \text{ cm}^4; \lambda_i = 2,796 \quad ; \lambda_v = 1,118$$

Tableau III.16. Calcul de la flèche de la dalle pleine.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	I_{f_j} (cm^4)	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
3	4,6	10461,7	86,56	0,218	0,186
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	I_{f_g} (cm^4)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
4,43	6,8	8152,1	127,82	0,381	0,352
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	I_{f_p} (cm^4)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
7,93	12,18	6353,85	228,81	0,59	0,808
q_g (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I_{f_{gv}}$ (cm^4)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
4,43	6,8	11808	1128,82	0,381	0,729

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,9997 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f > \bar{f} = 2,34 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

III.1.2. Schéma de ferrailage :

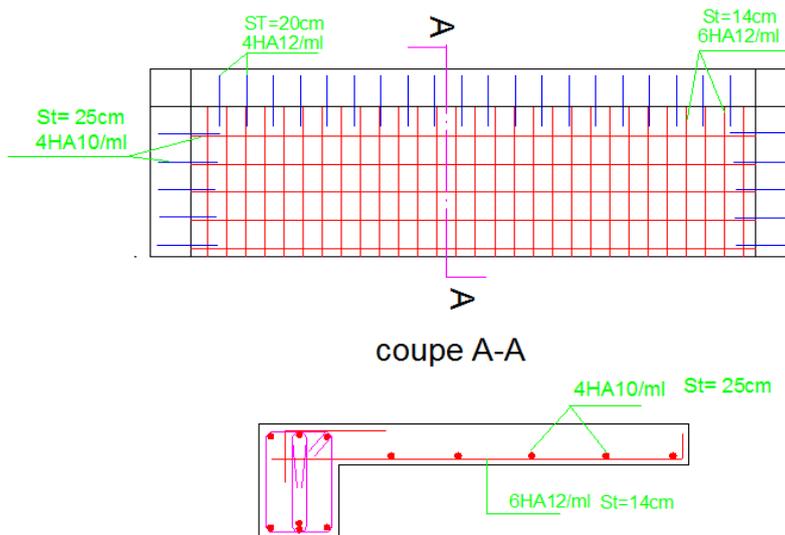


Figure.III.12. Schéma de ferrailage de la dalle au 3 appuis

III.2. Étude des escaliers

Afin de permettre le passage d'un niveau à un autre dans un immeuble, on a besoin D'un moyen qui s'agissait des escaliers. Le dimensionnement de ces derniers dépend de leurs Modes d'appuis et du type de leurs usages.

1) Premier type d'escalier :

III.2.1. Calcul des sollicitations :

a). 1ère et 3ème volée :

GV=9,92 kn/m², GP= 6,52 Kn/m², Q=2.5 Kn /m² .

Combinaison de charge

Tableau. III.17. Chargement sur la volée (ELS ,ELU)

Element	ELU (Kn/m)	ELS (Kn/m)
Volée	17,142	12,42
Palier	12,552	9,02

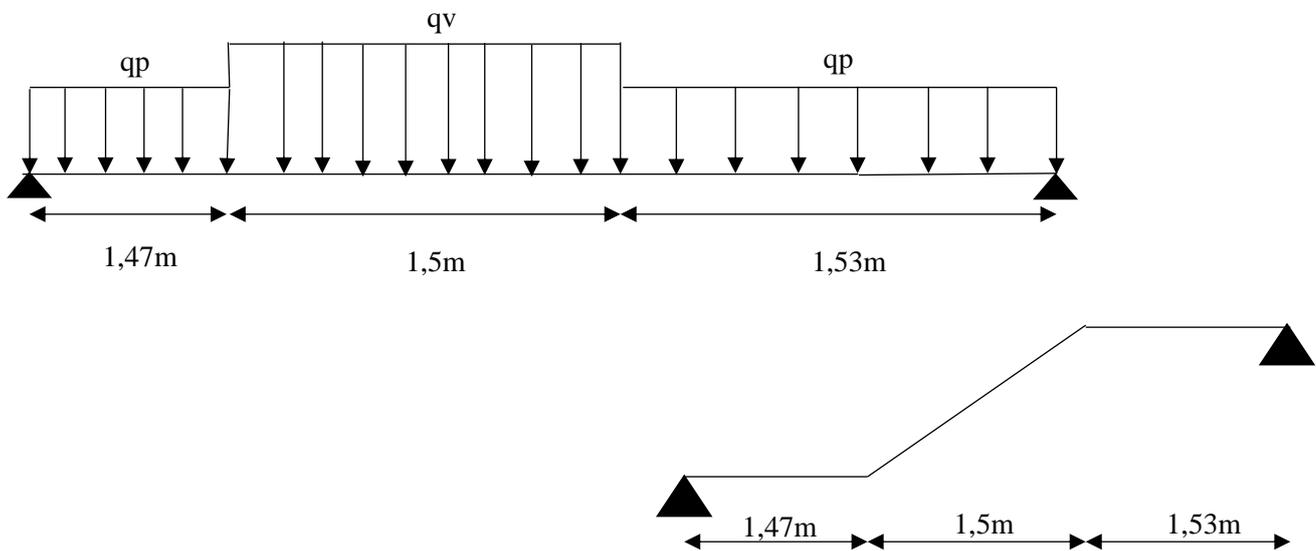
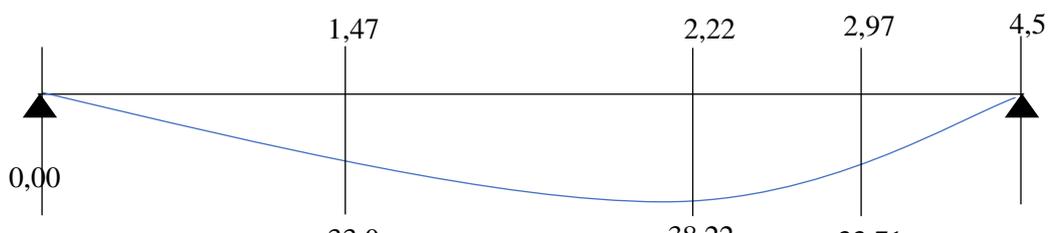


Figure. III.13. Schéma statique des volées 1 et 3

Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = 1,5q_v + 3q_p = 63,37 \text{ kn/m}$$

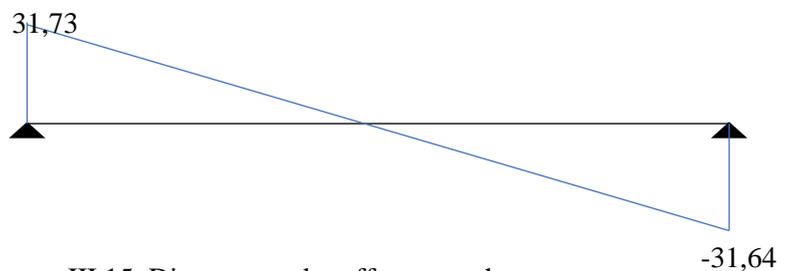
$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_A = 31,73 \text{ KN} \quad ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_B = 31,64 \text{ KN}$$



➤ Moments en travée : $M_t = (0,75; 0,85) M_0 = \begin{cases} ELU: 28,665 KN.m \\ ELS: 23,502 KN.m \end{cases}$

➤ Moment en appui : $M_a = (-0,5 ; -0,4) M_0 = \begin{cases} ELU: - 19,11 KN.m \\ ELS: - 11,06 KN.m \end{cases}$

➤ L'effort tranchant :



$V_u = 31,73 \text{ KN.}$

Figure. III.15. Diagramme des efforts tranchants.

III.2.2. Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t^{max} en travée pour une section $(b \times e) = (1m \times 0,2)$; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec M_a^{max} .

Tableau.III.18. Ferrailage de la volée (1 et 3)

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	28,665	0,0698	0,0905	0,1638	5,028	2,052	5HA12=5,65	20
Appui	-19,11	0,0466	0,0596	0,1659	3,309		5HA10=3,93	20

Les armatures de répartition :

Il faut mettre des armatures de répartition (fissuration) dans le sens secondaire :

$Ar_t = \frac{A_{princip}}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ on prend $Ar_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$Ar_a = \frac{A_{princip}}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ on prend $Ar_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.3. Verification:

Vérification à l'ELU

➤ La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 2,053 \text{ cm}^2 ; A_{\min} < A_{\text{cal}} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

L'effort tranchant

D'après le **CBA 93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la Contrainte admissible de cisaillement.

$$V_u = 31,73 \text{ Kn.}$$

La fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA})$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ MPA} = 0,1866 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa.}$$

Espacement des barres

-armatures longitudinales : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

-armatures transversales : $St = 25 \text{ cm} \leq \min (4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS

➤ **État limite d'ouvertures des fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

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

Tableau.III.19. Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser}(KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc}(MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc} (MPa)
En travée	23,5	4,58	16275,6	6,614551	15	<i>Vérifiée</i>
En appui	11,06	3,92	12093,4	3,585631	15	<i>Vérifiée</i>

III.2.3. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) \frac{e}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0} \right) \implies \frac{e}{l} = 0,0444 > 0,0375 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,00323 < 0,005 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 4,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions de non vérification de flèche sont vérifiées donc la vérification de flèche n'est pas obligatoire.

III.2.4. Schéma de ferrailage :

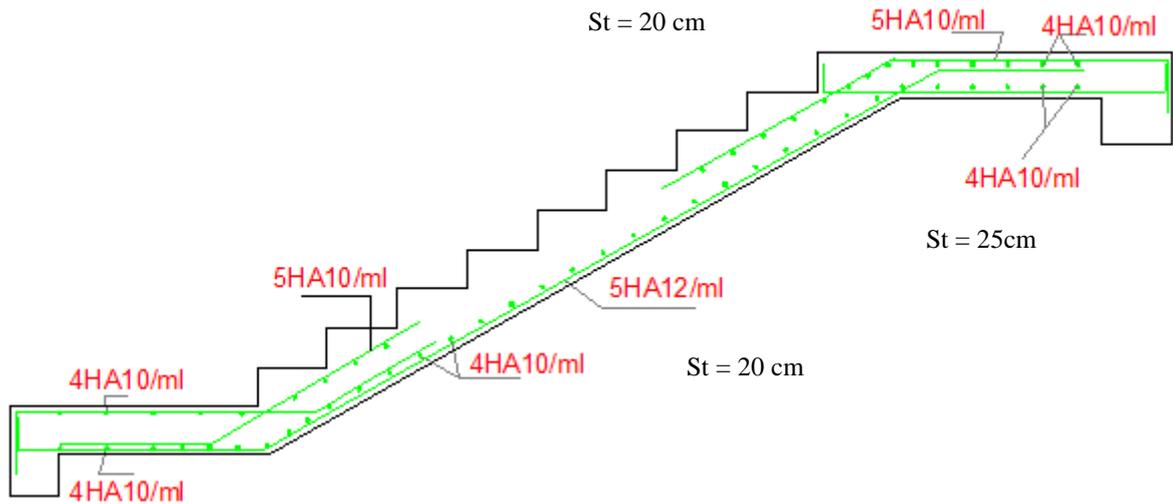


Figure. III.16. Ferrailage du 1er et la 3eme volée

b) Pour la 2ème volée
Calcul des sollicitations :

$GV=7.86 \text{ KN /m}^2$, $Q=2.5 \text{ KN /m}^2$.

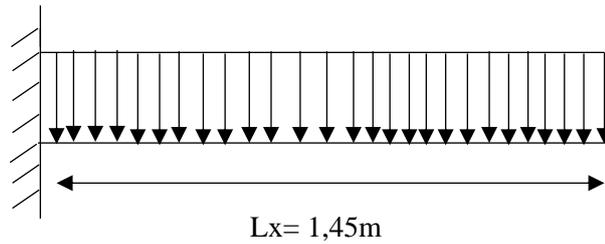


Figure. III.17. Schéma statique de la volée

Tableau. III.20. Chargement sur la volée 2 (ELS, ELU)

	Q(Kn/m)	M(kn.m)	V(kn)
ELU	13,92	14,63	20,18
ELS	10,03	10,54	14,54

Ferrailage

Tableau. III.21. Ferrailage de la 2ème volée

M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)	St(cm)
14,63	0,127	0,171	0,0838	5,016	1,086	5HA12=5,65	20

Les armatures de répartition :

Il faut mettre des armatures de répartition (fissuration) dans le sens secondaire :

$$A_r = \frac{A_{princip}}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{r1} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'effort tranchant :

La fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA})$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ MPA} = 0,224 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa.}$$

Espacement des barres

-armatures longitudinales : $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

-armatures transversales : $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Vérification à l'ELS

État limite d'ouvertures des fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau.III.22. Vérification de l'état limite de compression 2eme volée

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
10,54	2,74	3036,9	9,5153	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \implies \frac{e}{l} = 0,0827 > 0,05 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,00627 < 0,005 \dots \dots \dots \text{pas Vérifiée}$$

$$3) L = 4,5 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Ces conditions ne sont pas vérifiées, Alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{1450}{250} = 5,8$$

$$y = 3,15 \text{ cm}; I = 3492,2 \text{ cm}^2; \rho = 0,0063; \lambda_i = 3,345; \lambda_v = 1,338.$$

Tableau. III.23. Calcul de la flèche de la 2ème volée

$M_j(\text{KNm})$	$I_{fj}(10^{-4}) \text{ m}^4$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$F_{ij}(\text{mm})$
4,436	1,0042	98,76	0,1976	0,715

$M_{gi} (KNm)$	$I_{f_{gi}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gi} (MPa)$	μ_g	$F_{ig} (mm)$
18,908	0,4942	420,94	0,7099	6,196
$M_p (KNm)$	$I_{f_{pi}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_p (MPa)$	μ_p	$F_{ip} (mm)$
21,536	0,4799	479,45	0,74	7,268
$M_{gv} (KNm)$	$I_{f_{gv}} (10^{-4}) m^4$	$\sigma_{gv} (MPa)$	μ_g	$F_{vg} (mm)$
18,908	0,8553	420,94	0,7099	10,74

$f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 11,097 \text{ mm} > \bar{f} = 5,8 \text{ mm} \rightarrow$ la flèche n'est pas vérifiée .

On doit augmenter la section du béton : $e = 15 \text{ cm}$

Charge et surcharge (après augmentation de l'épaisseur)

$$G = 8,435 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ Kn/m}^2$$

Tableau. III.24. Calcul du chargement après augmentation de l'épaisseur 2eme volée

	q(Kn/m)	M(kn.m)	V(kn)
ELU	15,14	15,91	21,95
ELS	10,93	11,49	15,85

Ferraillage :

Tableau. III.25. Ferraillage de la 2ème volée

M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$	St(cm)
15,91	0,078	0,1016	0,115	3,97	1,449	4HA12=4,52	25

Les armatures de répartition :

Il faut mettre des armatures de répartition (fissuration) dans le sens secondaire :

$$A_r = \frac{A_{princip}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{r_i} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2.$$

L'effort tranchant :

$$\text{La fissuration peu nuisible : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u. \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ MPA} = 0,183 \text{ mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ mpa.}$$

Espacement des barres

-armatures longitudinales : $St = 25\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

-armatures transversales : $St = 25\text{cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Vérification à l'ELS

État limite d'ouvertures des fissures

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

Vérification de l'état limite de compression du béton :

➤ Tableau. III.26. Vérification de l'état limite de compression 2ème volée

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$
11,49	3,24	5738	6,49	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1) $\frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \implies \frac{e}{l} = 0,103 > 0,05 \dots \dots \text{vérifiée}$

2) $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0,0038 < 0,005 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 4,5 \text{ m} < 8\text{m} \dots \text{Vérifiée}$

Les conditions de non vérification de flèche sont vérifiées donc la vérification de flèche n'est pas obligatoire.

Schéma de ferrailage :

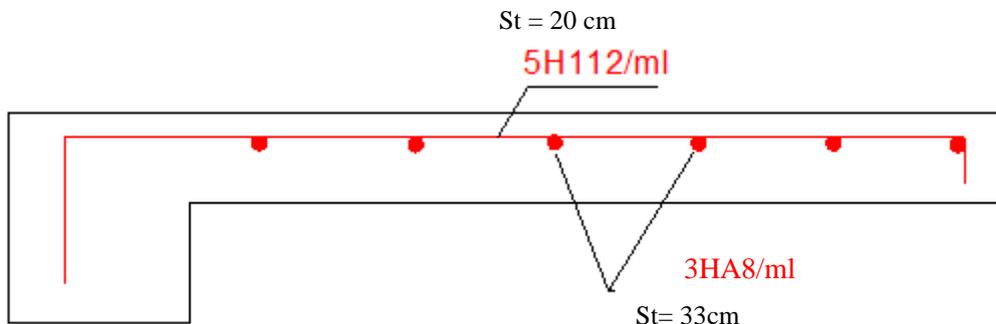


Figure.III.18. Ferrailage de la 2ème volée

c) Calcul de la poutre brisée :

Cette poutre se calcul en flexion simple et en torsion

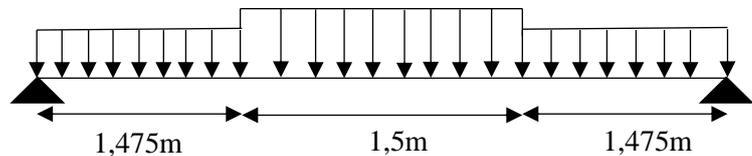


Figure.III.19. Schéma statique de la poutre brisée

Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow L = 4,75 - 0,3 = 4,45\text{m} \rightarrow 29,66 \leq h \leq 44,5$$

On prend : $h = 40\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$.

Vérification des conditions de RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,16 < 4 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right\} \text{RPA99 version 2003 ART.7.5.1.}$$

Les charges transmises à la poutre brisée :

Charge transmise de la volée 1 et 3 :

C'est la réaction de l'appui R_B : $q_{1u} = 31,64 \text{ Kn/ml}$

$$q_{1s} = 22,81 \text{ Kn/ml}$$

Charge transmise de la volée 2 : $q_{2u} = Q \times l_x = 15,14 \times 1,45 = 21,953 \text{ Kn/ml}$

$$q_{2s} = 15,85 \text{ Kn/ml}$$

Poids propre de la poutre :

$$g_p = 25 \times b \times h = 3 \text{ kn/ml}$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$g_m = G_m \times \frac{he}{2} \rightarrow he = 3,06 - 0,4 = 2,66 \rightarrow G_m = 2,62 \text{ kn/m}^2$$

$$g_m = 3,5 \text{ Kn/ml}$$

ELU:

$$q_{eq} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} + g_m + g_p \rightarrow L_1 = 1,475 + 1,475 = 2,95 \text{ m} ; L_2 = 1,5 \text{ m}.$$

$$q_{eq} = \frac{31,64 \times 2,95 + 21,953 \times 1,5}{2,95 + 1,5} + 1,35(3 + 3,5) = 37,15 \text{ Kn/m}$$

$$M^u_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 91,96 \text{ Kn.m}$$

$$M^u_t = 0,85 M_0 = 78,166 \text{ Kn.m}$$

$$M^u_a = -0,4 M_0 = -36,78 \text{ Kn.m}$$

$$V = \frac{q \times l}{2} = 82,66 \text{ Kn.}$$

ELS:

$$q_{eq} = \frac{22,81 \times 2,95 + 15,85 \times 1,5}{2,95 + 1,5} + 3 + 3,5 = 26,96 \text{ Kn/m}$$

$$M^s_0 = 66,73 \text{ Kn.m}$$

$$M^s_t = 0,85 M_0 = 56,72 \text{ Kn.m}$$

$$M^s_a = -0,4 M_0 = -26,7 \text{ Kn.m.}$$

Ferraillage :

Tableau. III.27. Ferraillage de la poutre brisée

	M(Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	78,166	0,134	0,181	0,343	6,55	1,34
En appui	36,78	0,0632	0,0816	0,358	2,95	1,34

Vérification à l'ELU**Vérification à l'effort tranchant**

$$V = 82,66 \text{ Kn.}$$

La fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} = 0,744 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} .$$

Espacement des barres :

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$$

On opte : $St=15\text{cm}$, en zone courante.
 $St=10\text{cm}$, en zone nodale.

Calcul de la poutre brisée à la torsion :

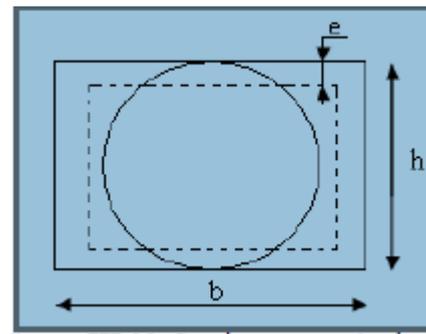
Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée
 C'est le moment d'appui.

$$M^{\text{torsion}} = M_{\text{appuis}}^{\text{escalier}} = 36,78 \text{ Kn.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont L'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [CBA93]

U : périmètre de la section
 Ω : air du contour tracé à mi-hauteur
 e : épaisseur de la paroi
 Al : section d'acier



FigureIII.20. Section creuse équivalente

$$e = \frac{\phi}{6} \rightarrow \phi = \min (b, h) = 30\text{cm} \rightarrow e = 5\text{cm}$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 1,2 \text{ m}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0,0875 \text{ m}^2 .$$

$$Al = \frac{M_{\text{tors}} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 7,25\text{cm}^2$$

Choix des armatures

En travée

$$A_t = A_l^{\text{FS}} + A_l^{\text{tors}}/2$$

$$A_t = 6,55 + 3,625 = 10,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_a = 2,95 + 3,625 = 6,54\text{cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :Soit $St = 15 \text{ cm}$ **Flexion simple :**

$$At \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Torsion:

$$At_{\min} = 0,003 \times st \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$At = \frac{Mt \times st \times ys}{2 \times f_e \times \Omega} = 0,906 \text{ cm}^2$$

D'où $At = 1,35 + 0,45 = 1,8 \text{ cm}^2$ on prend 4HA8 = 2,01 cm²**Vérification de l'état limite de compression de béton**

On vérifie :

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

Tableau III.28. Vérification à l'ELS de la poutre brisée

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	56,72	8,24	34875,4	13,4	15	Vérifiée
En appui	26,7	6,82	24212,4	7,52	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \implies \frac{h}{l} = 0,08988 > 0,0 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0038 < 0,005 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) L = 4,45 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \text{Vérifiée}$$

Les conditions de non vérification de flèche sont vérifiées donc la vérification de flèche n'est pas obligatoire.

Schéma de ferrailage :

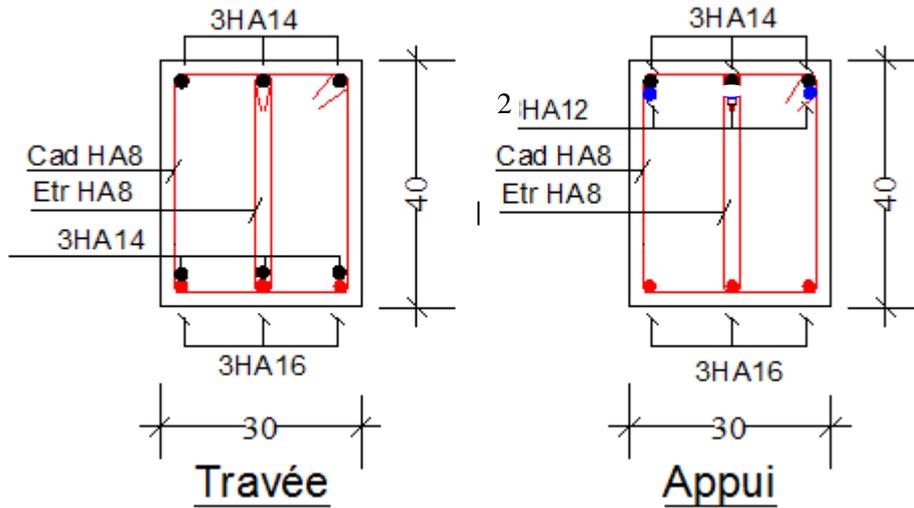


Figure. III.21. Ferrailage de la poutre brisée

2) Deuxième type de l'escalier :

GV=9,92 kn/m², GP= 6,52 Kn/m², Q=2.5 Kn /m² .

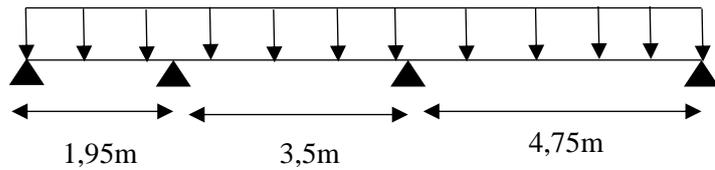


Figure. III.22. Schéma statique de l'escalier 2

Ce tableau résume les sollicitations et le ferrailage du 2ème type d'escalier :

Tableau. III.29. Ferrailage de la volée

Position	M _u (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ² /ml)	A ^{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)	A répartition (cm ² /ml)	St' (cm)
Travée	32,64	46,08	2,052	6HA12=6,79	16	4HA10=3,14	25
Appui intermédiaire	-25,5			5HA12=5,65	20	4HA10=3,14	25
Appui de rive	-4,9			5HA10=3,93	20	4HA10=3,14	25

Schéma de Ferrailage :

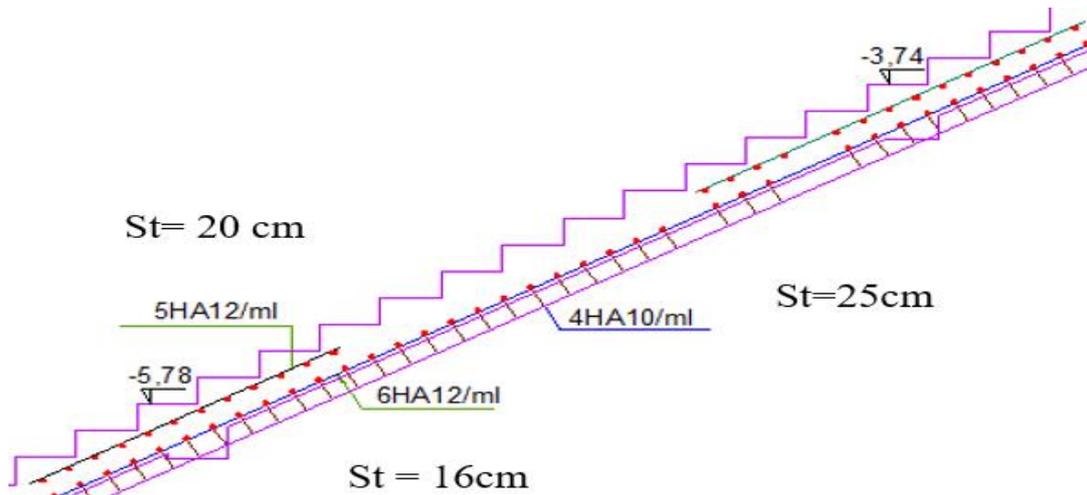


Figure.III.23. Schéma de ferrailage escalier type 02

Calcul de la poutre sur qui se repose la volée :

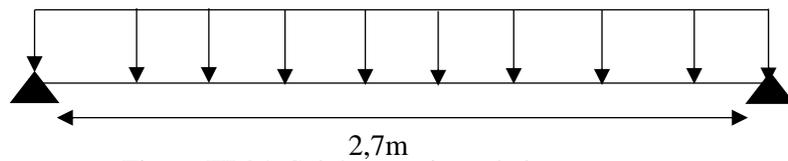


Figure.III.24. Schéma statique de la poutre

Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow L= 3-0,3=2,7m \rightarrow 18 \leq h \leq 27$$

On prend : h= 30cm, b= 35cm.

Ce tableau résume les sollicitations et le ferrailage de la poutre :

Tableau.III.30. Ferrailage de la poutre

Position	M _u (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)	A ^{trans} (cm ²)	St' (cm)
Travée	63	93,3	6,14	1,159	3HA14+2HA12=6,88	3HA8=1,51	20
Appui	9,45		0,858		3HA10=2,36	3HA8=1,51	15

Schéma de ferrailage :

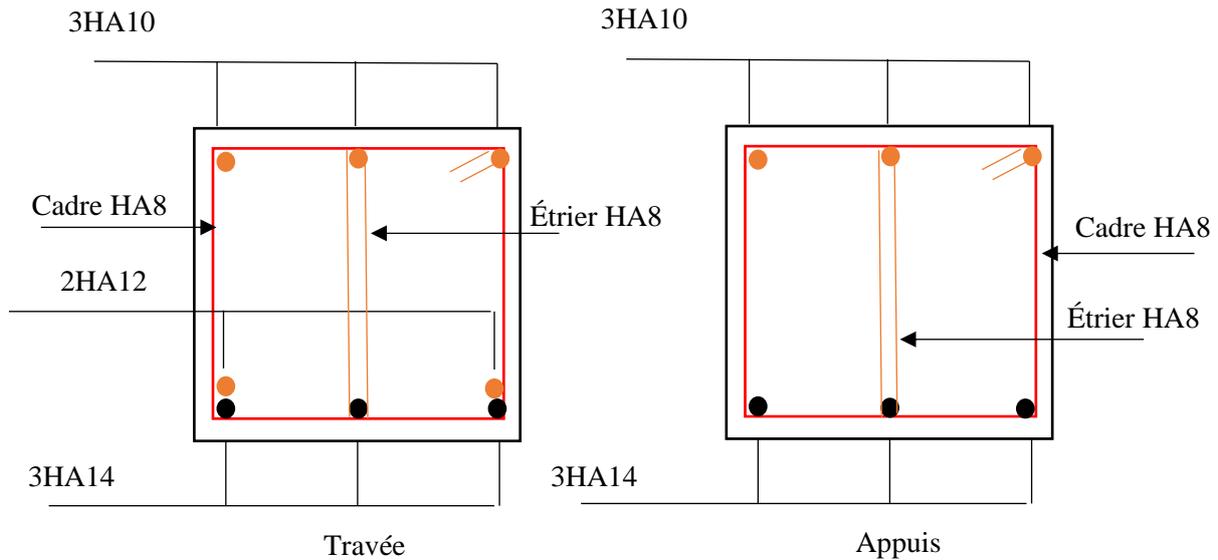


Figure.III.25. Schéma de ferrailage de la poutre

III.3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la **Figure** suivante ;

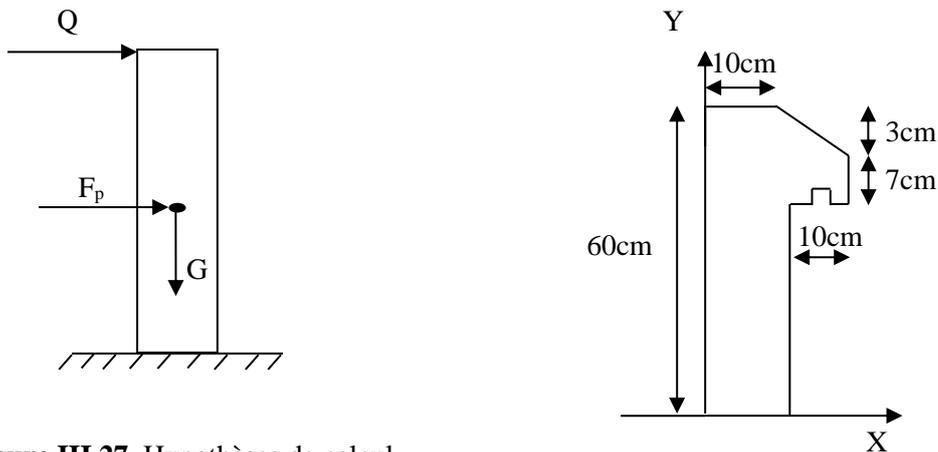


Figure.III.27. Hypothèses de calcul.

Figure. III.26. Coupe transversale de l'acrotère

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable (FN).
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges sur l'acrotère est définie dans le chapitre 2

Tableau.III.31. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0,60	0,6	1,713	1,00	2,313

Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de force horizontale ;} \\ W_p = G = 2,313 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 1,11 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 6,20 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 32,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_1 = 600 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 70 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 15 \text{ cm}^2 \end{cases}, \text{ et } \begin{cases} X_1 = 5 \text{ cm} \\ X_2 = 15 \text{ cm} \\ X_3 = 13,33 \text{ cm} \end{cases}, \text{ et } \begin{cases} Y_1 = 30 \text{ cm} \\ Y_2 = 52,33 \text{ cm} \\ Y_3 = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis aux efforts suivants :

$$\begin{cases} N_G = 2,313 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,60 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,365 \text{ KNm} \end{cases}$$

Tableau.III.32. Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,31	3,12	2,313
M (KN.m)	0,97	0,900	0,60

Calcul de l'excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0,965}{2,313} = 0,4172 \text{ m} = 41,72 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$: Longueur de flambement

$h_0 = 10 \text{ cm}$: hauteur de la section

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0,864 \text{ cm}$$

D'où : $e = 44,584 \text{ cm}$

Les sollicitations optées pour le calcul deviennent :

$$Nu = 3,123 \text{ KN}$$

$$Mu = Nu \times e = 1,392 \text{ KN.m}$$

III.3.2. Ferrailage de l'acrotère

Calcul à l'ELU :

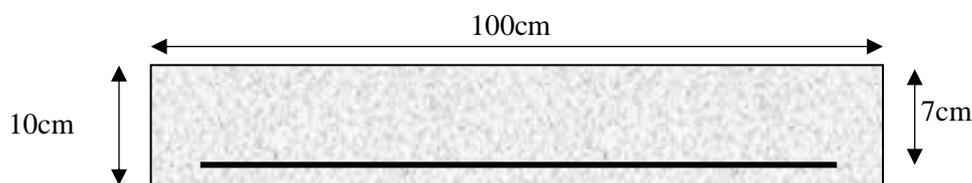


Figure.III.28. Section de l'acrotère à ferrailier.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple, avec : M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,45 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,0208$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armatures comprimé)}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,026 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m} \end{cases}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le ferrailage se fera avec A^{min} puisque c'est la situation la plus défavorable.

$$A = 0,85 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$\text{Sens principal : } A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens secondaire : } A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Calcul des espacements**

$$\text{Sens principal : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

Sens secondaire : $S_t \leq 100/4 = 25\text{cm}$

III.3.3. Vérification à l'ELU

Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Avec : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

A L'ELU : 1,35G+1,5Q

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021\text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,021\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement .

Situation accidentelle :G+Q+E

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,11 = 2,11\text{ KN}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,030\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

III.3.4. Vérifications à l'ELS

✓ Vérifications des contraintes

$M_{ser} = 0.6\text{ kn.m}$; $N_{ser} = 2,31\text{ kn}$; $d = 0,07\text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15N_{ser} \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 \times f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$$

$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,26 > \frac{h}{2} = 0,05\text{ m} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Calcul de y

$$C = e_G - \frac{h}{2} = 0,26 - 0,05 = 0,21\text{m} \quad \text{Avec : } c > 0 \text{ et } y_c > 0 \text{ donc : } c = 0,31$$

$$y = y_c - c ; \quad y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,29 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = -0,06 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,56 \times 10^{-3} < 0 \Rightarrow$ trois racines réelles.

$$\begin{cases} y_{c1} = 0,01686 \\ y_{c2} = -0,3301 \\ y_{c3} = -0,2925 \end{cases}$$

On a : $y = y1 = 0.01686 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1 - 4,525 \times 10^{-5}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0,862 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

$$\sigma_{st} = 3,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}$ *Vérifié*

III.3.5. Schémas de ferrailage

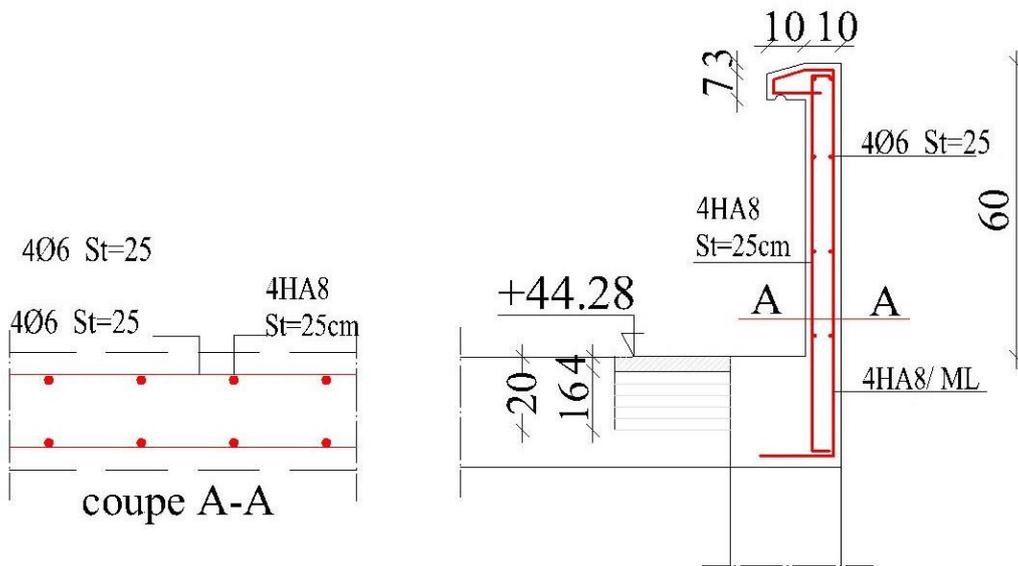
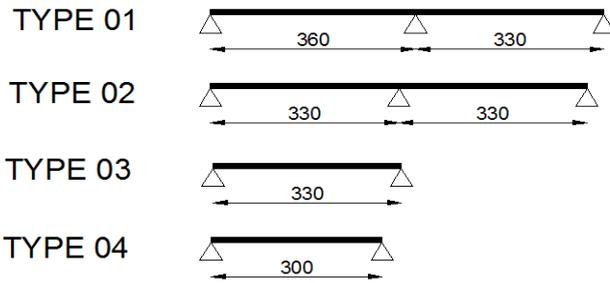
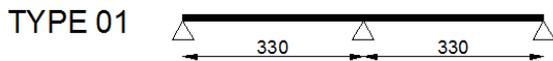


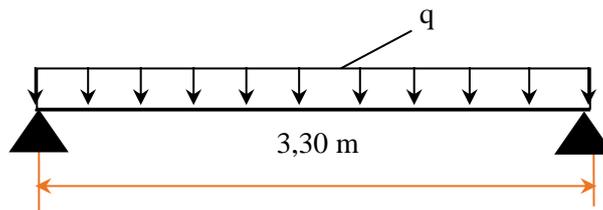
Figure.III.29. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude de la poutre de chaînage

Types de poutre de chaînage

Étage courant**Figure.III.30.** Types des poutres de chaînage ou étage courants.**Terrasse inaccessible :****Figure.III.31.** Types des des poutres de chainages a la terrasse inaccessible.

On prend comme exemple de calcul le type 03 de l'étage courants

**Figure.III.32.** Schéma statique de la poutre de chaînage

Le pré dimensionnement de la poutre de chaînage est défini dans le chapitre précédent

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.1. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage à étudier est soumise aux charges suivantes :

-Poids propre : $G_0 = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ KN/ml}$

-Poids du plancher à corps creux :

$$G_1 = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2) = 1,62 \text{ KN/ml}$$

-La charge d'exploitation sur la poutre :

$$Q_1 = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2) = 0,48 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec : } l_g = 0 \text{ m} ; \quad l_d = b/2 = 0,32 \text{ m}.$$

$$\text{-Le poids du mur avec ouverture : } G_{gc} = g_{gc} \times h_{gc} \times 0,75 = 5,35 \text{ KN/m}$$

$$\text{Avec : } g_{gc} = 2,67 \text{ KN/m} \quad \text{et} \quad h_{gc} = 2,76 \text{ m}.$$

La charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35(G_1 + G_0 + G_{gc}) + 1,5 Q_1 = 12,67 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_1 + G_0 + G_{gc} + Q_1 = 9,33 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{-Moments isostatiques : } M_0 = q \times \frac{l^2}{8} = \begin{cases} \text{ELU: } 17,25 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 12,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{-Moments en travée : } M_t = M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } 17,25 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 12,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{-Moment en appui } M_a = -0,15 M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } -2,59 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -1,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 20,91 \text{ KN}$

- **Tableau.III.33.** Sollicitations maximales dans les différents types de poutre de chaînage de l'étage courant

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-3,08	-12,32	15,39	26,81	-2,27	-9,07	11,34
T2	-2,59	-10,35	12,94	24,04	-1,91	-7,62	9,53
T3	-2,59	/	17,25	20,91	-1,91	/	12,70
T4	-2,14	/	14,25	19,00	-1,58	/	10,50
Max	-3,08	-12,32	17,25	26,81	-2,27	-9,07	11,34

Tableau.III.34. Sollicitations maximales dans les différents types de poutre de chaînage de la terrasse inaccessible.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)

T1	-2,66	-10,63	13,29	24,71	-1,96	-7,85	9,81
-----------	-------	--------	-------	-------	-------	-------	------

Tableau.III.35. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutres de chaînage pour tous les niveaux.

Niveaux	Sollicitations les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Tous les niveaux	-3,08	-12,32	17,25	26,81	-2,27	-9,07	11,34

III.4.2. Ferrailage longitudinal à l'ELU**Tableau.III.36.** Moments et ferrillages correspondant.

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	17,25	A	0,062	0,08	0,27	1,83	0,85	2HA12+1HA10 = 3,05
Appui	- 12,32		0,0444	0,0568	0,274	1,29		2HA12+1HA10 = 3,05

- Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = 26,81 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,383 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Leftrightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- Armatures transversales

On fixe $St = 15 \text{ cm}$, puis on calcule A_{trans} .

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,375 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 f_e} = -2,57 \times 10^{-5} < 0$$

$$\text{Soit : } 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrie } \phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.4.3. Vérifications à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Vérifications des contraintes dans le béton.

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	26,26	7,60	18390,2	4,69 < 15
En appui	-15,45	6,33	12961,1	4,43 < 15

- Vérification de la flèche

$$1) \quad h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$2) \quad A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3,05 \text{ cm}^2 < 7,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$2) \quad L = 3,60 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.4.4. Le schéma de ferrailage

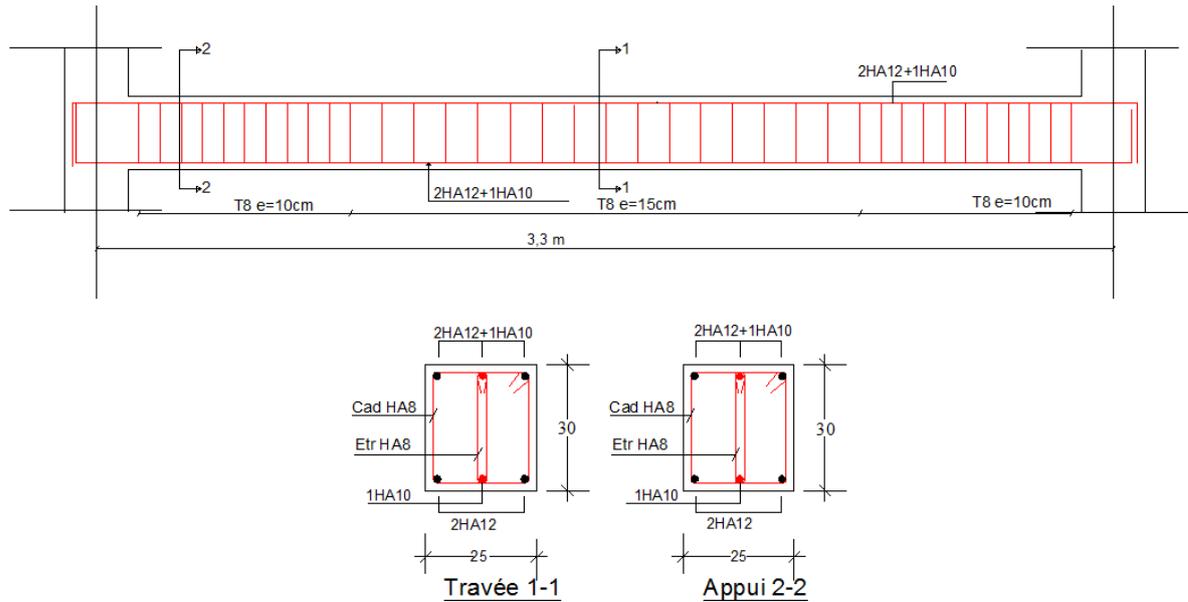


Figure.III.33. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV Etude sismique

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des Chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux Vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques Parait insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les Caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

Selon le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a page17)**, tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa, sera contreventé par voiles ou par voiles portiques.

Dans notre cas, l'ossature sera **mixte** (voiles + portiques), car cette structure est très intéressante du point de vue économie.

IV.1. Méthode de calcul

Dans le calcul de la force sismique globale d'un bâtiment le **RPA99/ version 2003** nous propose trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode modale spectrale
- Méthode dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas on va utiliser la méthode spectrale.

IV.2. Méthode spectrale :

➤ Principe :

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

➤ Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

➤ Présentation du logiciel :

Le programme « ETABS 2016 » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution. La méthode de calcul est basée sur les principes suivants : ↓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers, ↓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,

➤ Spectre de réponse de calcul :

D'après le RPA99/Version 2003 Article (4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

RPA99/V2003 (Formule 4-13)

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

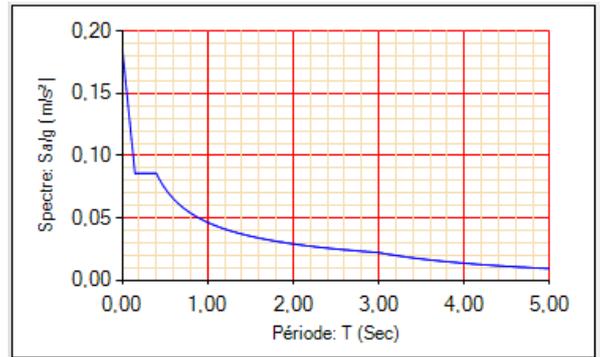


Figure.IV.1. Spectre de réponse.

IV.3. Calcul des paramètres du spectre de réponse :

A : Coefficient d'accélération de zone. Il est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donné par le tableau 4.1 inclus dans le règlement parasismique algérien. A= 0,15 (Zone IIa – groupe d'usage 2).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte voiles- portiques avec justification de l'interaction, donc :

→ R=5 (RPA99/2003 (Formule 4.3))

Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité donnée par l'expression $Q=1 + \sum_1^6 Pq$ (tab 4 - 4 de RPA99)

Pq : Pénalité à retenir selon le critère de qualité q

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

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

→ $\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée)

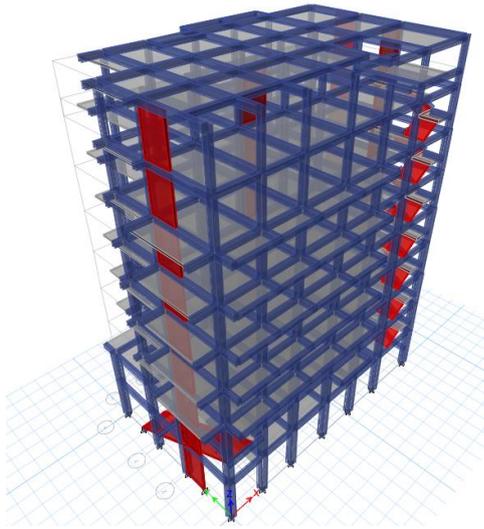
Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS2016,

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

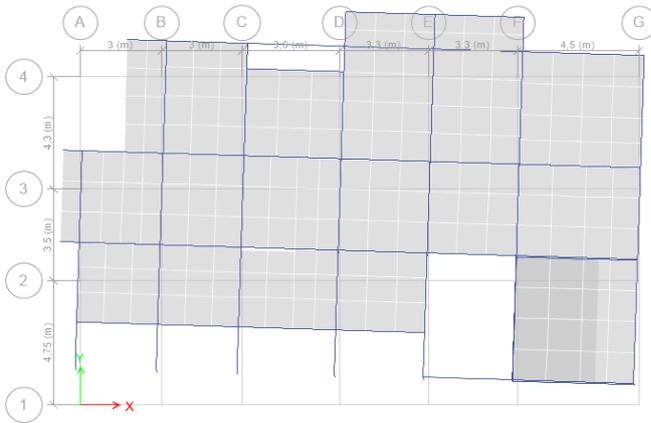
Case	Mode	Period Sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,775	0,695	0,0091	0	0,695	0,0091
Modal	2	0,732	0,0264	0,6181	0	0,7214	0,6272
Modal	3	0,524	0,0237	0,1028	0	0,7451	0,73
Modal	4	0,249	0,1338	0,0004	0	0,8789	0,7304
Modal	5	0,225	0,0021	0,125	0	0,881	0,8554
Modal	6	0,168	0,0042	0,0175	0	0,8852	0,8729
Modal	7	0,126	0,054	0,0002	0	0,9391	0,8731
Modal	8	0,113	0,0007	0,0545	0	0,9398	0,9276
Modal	9	0,087	0,0014	0,0059	0	0,9412	0,9335
Modal	10	0,077	0,027	0,0002	0	0,9682	0,9337
Modal	11	0,07	0,0003	0,032	0	0,9686	0,9657
Modal	12	0,054	0,0011	0,0024	0	0,9697	0,9681

Analyse des résultats :

- Premier mode : Translation suivant la direction Y avec une période de $T = 0,775s$
- Deuxième mode : Translation suivant la direction X avec une période de $T = 0,732 s$
- le taux de participation massique suivant la direction Y a atteint 90% à partir du 8ème mode , et suivant la direction X a partir du 7ème mode .



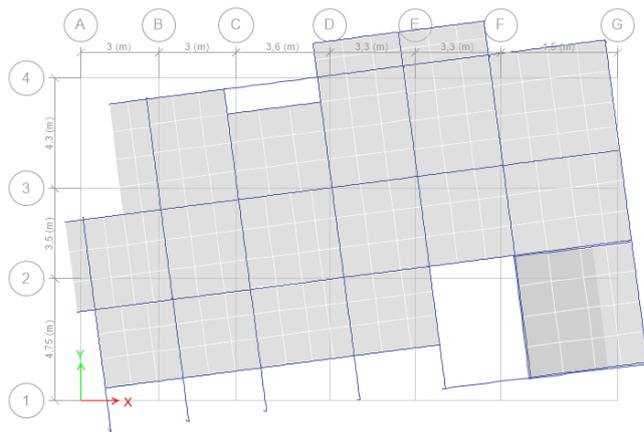
→ Figure.IV.2.vue en 3D de la structure



→ Figure.IV.3. Mode 1 translation suivant l'axe (Y-Y)



→ Figure.IV.4. Mode 2 translation suivant l'axe (X-X)



→ Figure.IV.5. Mode 3 rotation au tour de l'axe (Z-Z)

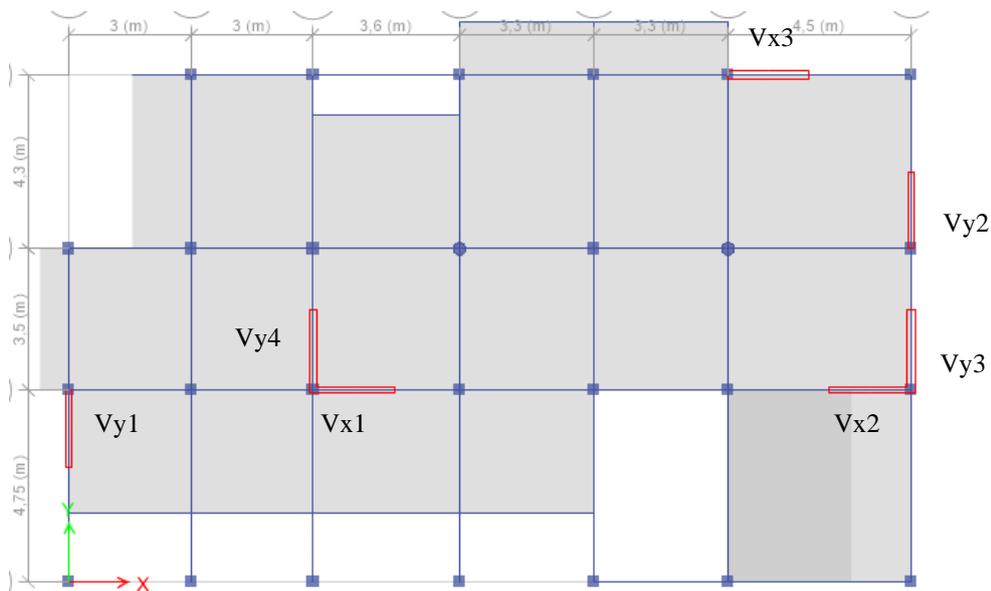


Figure.IV.6. Disposition des voiles

IV.4. Interprétation des résultats :

IV.4.1. Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base V_t Obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente

$$V. \rightarrow V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

a) Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

D : Facteur d'amplification dynamique.

W : Poids total de la structure.

➤ W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{RPA9/2003 (Formule 4.5)})$$

W_{Gi} : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : poids des charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le **RPA (tableau 4.5)**

$\beta = 0,2 \rightarrow$ habitation

Après modélisation avec logiciel Etabs 2016 on a retiré W en rentrant la combinaison (G+0,2Q)

$$W = 24317,41 \text{ Kn}$$

➤ Facteur d'amplification dynamique D :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.2)})$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\% \quad (\text{RPA99/2003 (Tableau 4.2)})$$

$$D'où \eta = 0,816$$

Avec : T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **(RPA99/2003 (Tableau 4.7))** \rightarrow Site ferme (S2) $\rightarrow T_2 = 0,40\text{s}$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T \cdot H^{3/4}$$

Avec $C_T = 0,05$: (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$$H = 22,02 \text{ m}$$

$$T = 0,09 H / \sqrt{L}$$

Où « L » est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par **(RPA99/2003 (Formule 4.6))**, **(RPA99/2003 (Formule 4.7))**

$$\text{Avec ; } \begin{cases} L_x = 21 \text{ m} \\ L_y = 12,85 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min (0,432 ; 0,508) = 0,432 \text{ s} \\ T_y = \min (0,553 ; 0,508) = 0,508 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_{x,dyn}=0,775 \text{ s} > 1,3 T_{st x}=0,5616 \text{ s}$$

$$T_{y,dyn}=0,732 \text{ s} > 1,3 T_{st y}=0,6604 \text{ s}$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Tst

$$D'ou : D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,63 \\ D_y = 1,46 \end{cases}$$

La force sismique statique globale V_{st} à la base de la structure est :

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x^{st} = 1367,48 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1224,87 \text{ KN} \end{cases}$$

b) La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier ETABS 2016 la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens XX $\rightarrow V_x = 1037,2867 \text{ KN} < 80\%$ de $V_x^{st} \rightarrow$ Condition non vérifiée.

Sens YY $\rightarrow V_y = 985,2382 \text{ KN} > 80\%$ de $V_y^{st} \rightarrow$ Condition vérifiée.

On doit majorer tous les résultats du modèle de $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$

Sens XX $\rightarrow \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,055 \rightarrow V_{x,dyn} = 1094,338 \text{ Kn} > 80\%$ $V_{xst}=1093,984 \text{ kn} \rightarrow$ condition vérifiée

IV.4.3. Vérification de l'interaction et justification du contreventement pris (R=5) :

➤ Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Interactions sous charges verticales à la base.

Niveau	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Base	23564,0869	5100,6438	28664,7307	82,2	17,8	Vérifiée

RQ : Le contreventement pris est justifié sous charges verticales

➤ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.4. Interaction sous charge horizontale.

Niveau	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y				Observation
	Charges horizontales		(% des charges horizontales)		Charges horizontales		(% des charges horizontales)		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
ES2	445,9266	585,4725	43,2351163	56,7648837	201,4722	389,28	34,1043504	65,8956496	Vérifiée
ES1	459,9345	422,9845	52,0924909	47,9075091	267,5454	343,3324	43,7968772	56,2031228	Vérifiée
RDC	582,6088	330,0961	63,8332061	36,1667939	473,3152	406,5041	53,7968649	46,2031351	Vérifiée
1	501,9438	333,1848	60,1037732	39,8962268	451,3719	361,7441	55,5113785	44,4886215	Vérifiée
2	530,9857	217,002	70,9885604	29,0114396	471,42	257,7357	64,6528581	35,3471419	Vérifiée
3	402,9967	244,9129	62,199526	37,800474	369,9791	260,493	58,6828664	41,3171336	Vérifiée
4	394,9048	139,0611	73,9569325	26,0430675	350,7641	165,76	67,9085642	32,0914358	Vérifiée
5	259,8886	131,9438	66,3264702	33,6735298	244,2269	131,7994	64,9494198	35,0505802	Vérifiée
6	194,8098	93,0343	67,6789276	32,3210724	169,6187	104,8975	61,7882296	38,2117704	Vérifiée

IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Le RPA exige de faire la vérification à l'effort normal réduit en raison d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme sous la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tels que :

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section du béton.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b(cm)	h(cm)	B _c (cm ²)	N (KN)	Combinaisons	v	Obs
ES02	50	50	2500	1751,11	G+Q+EXmin	0,280178	Vérifiée

ES01	50	50	2500	1236,27	G+Q+EXmin	0,197803	Vérifiée
RDC	50	50	2500	1009,2845	G+Q+EXmin	0,161486	Vérifiée
1	45	45	2025	751,5581	G+Q+EXmin	0,148456	Vérifiée
2	45	45	2025	544,8669	G+Q+EXmin	0,107628	Vérifiée
3	40	40	1600	395,2415	G+Q+EXmin	0,09881	Vérifiée
4	40	40	1600	304,1575	G+Q+EXmin	0,076039	Vérifiée
5	35	35	1225	195,4235	G+Q+EXmin	0,063812	Vérifiée
6	30	30	900	95,8586	G+Q+EXmin	0,042604	Vérifiée

IV.4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs de deux étages successifs, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA99/ version 2003 (Art 5.10)})$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tels que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h_k (mm)	Sens X-X				Sens Y-Y				Observation
		δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	
ES2	3910	1,334	6,67	6,67	0,001706	0,911	4,555	4,555	0,001165	Vérifiée
ES1	3060	3,188	15,94	9,27	0,003029	2,272	11,36	6,805	0,002224	Vérifiée
RDC	3060	5,226	26,13	10,19	0,00333	4,176	20,88	9,52	0,003111	Vérifiée
1	3060	7,473	37,365	11,235	0,003672	6,413	32,065	11,185	0,003655	Vérifiée
2	3060	9,623	48,115	10,75	0,003513	8,604	43,02	10,955	0,00358	Vérifiée
3	3060	11,663	58,315	10,2	0,003333	10,67	53,35	10,33	0,003376	Vérifiée
4	3060	13,449	67,245	8,93	0,002918	12,469	62,345	8,995	0,00294	Vérifiée
5	3060	15,081	75,405	8,16	0,002667	13,792	68,96	6,615	0,002162	Vérifiée
6	3060	17,258	86,29	10,885	0,003557	14,629	73,145	4,185	0,001368	Vérifiée

IV.4.6. Justification des effets P- Delta :

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification de l'effet P-Delta

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Observation
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ	
ES02	3,91	24317,41	0,00667	1094,338	0,033332	0,004555	985,2382	0,026527	CV
ES01	3,06	20733,9874	0,00927	1062,8111	0,0591	0,006805	621,8979	0,074143	CV
RDC	3,06	18020,465	0,01019	1099,9474	0,054557	0,00952	953,6682	0,058787	CV
1	3,06	15217,3371	0,011235	1009,2862	0,055357	0,011185	880,9607	0,063139	CV
2	3,06	12505,0845	0,01075	890,9629	0,049308	0,010955	780,9014	0,05733	CV
3	3,06	9790,6421	0,0102	750,7258	0,043472	0,01033	659,7532	0,050097	CV
4	3,06	7152,0793	0,00893	586,6402	0,035579	0,008995	514,9813	0,040824	CV
5	3,06	4518,2757	0,00816	404,767	0,029767	0,006615	354,0368	0,027589	CV
6	3,06	2327,6239	0,010885	210,9654	0,039247	0,004185	188,3683	0,0169	CV

$\theta < 0,1 \rightarrow$ les effets second ordre sont négligés, le déplacement n'est pas important pour créer un moment renversant

Conclusion :

La vérification des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 nous a amené à garder les sections des éléments structuraux obtenus après pré dimensionnement, la modélisation des différents emplacements des voiles est une meilleure solution pour obtenir une bonne réponse pour notre structure.

Tableau IV.8. Les dimensions finales des éléments structuraux

Niveaux	Ent01 + Ent02	RDC	Etages 1	Etages 2	Etages 3	Etages 4	Etages 5	Etages 6
P. Principale (cm²)	30×40							
P. Secondaire (cm²)	30×35							
Poteaux B*H (cm²)	50×50	50×50	45×45	45×45	40×40	40×40	35×35	30×30
Poteaux circulaires (cm²)	45	45	40	40	40	35	35	30
Epaisseur Voiles (cm)	20	15						

Chapitre V Etude des éléments principaux

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.1. Etudes des poteaux :

Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel EATBS 2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

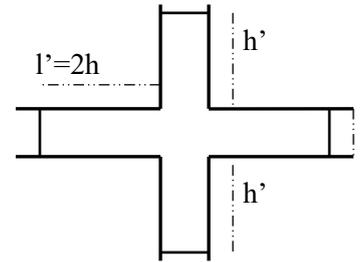


Figure.V.1. Zone nodale.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.1. Sollicitations :

Pour étudier les on a besoin des sollicitations maximales dans le poteau le plus sollicité a l'aide du logiciel ETABS on a obtenus ces résultats :

Tableau.V.1. Les sollicitations dans les différents poteaux

Niveau	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ES2 ES1 RDC	1555,38	6,72	-960,93	20,69	133,45	544,61	202,95
Etage 1-2	1034,75	7,86	-637,63	23,66	58,19	384,84	131,51
Etage 3-4	686,51	7,27	-424,77	26,57	38,32	222,78	93,16
Etage 5	343,92	7,22	-216,84	18,7	21,57	59,1	55,86
Etage 6	184,22	5,57	-119,14	13,43	14,53	21,06	45,39

V.1.2. Ferrailage :

1) Armatures longitudinales

➤ $(N^{\max}, M^{\text{corr}})$:

Calcul en flexion composée.

Soit : $N_{\max} = 1555,3884 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 6,7248 \text{ KN.m}$,

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 47 \text{ cm}$;

Situation $\gamma_b = 1,15$, $\gamma_s = 1$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,43 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section

N est un effort de compression et de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 348,91 \text{ Kn.m}$$

$$N_U (d - d') - M_{UA} = 335,46 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337h - 0,81d') b \cdot h \cdot f_{bu} = 511,91 \text{ Kn.m} \dots \dots \dots (2)$$

(2)>(1) Donc le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{348,91 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,5 \times 0,47^2} = 0,222 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,222} \right] = 0,318$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,47(1 - 0,4 \times 0,318) = 0,410 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{348,91 \times 10^{-3}}{0,410 \times 400} = 21,28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 21,28 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 21,28 - \frac{1555,3884}{40} = -17,6 \text{ cm}^2$$

Amin= 0,8%(b×h) → Z IIa

$$A_{min} = \frac{0,8}{100} \times (50 \times 50) = 20 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales :

$$V_{max} = 202,95 \text{ Kn}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

$$S_t \leq \min(10\phi^{l_{min}}, 15\text{cm}) = \min(16, 15) = 15\text{cm} \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq 15 \phi^{l_{min}} = 21 \text{ cm} ; S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times h}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,51}{0,5} = 4,914$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow A_{tmin} = \left(\frac{5 - 4,914}{5 - 3} \times (0,8 - 0,3) + 0,3 \right) / 100 \times s_t \times b = \frac{0,3215}{100} \times 20 \times 50$$

$$A_t^{min} = 3,215 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 202,95}{0,5 \times 400 \times 10^3} \times 0,2 = 7,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on remarque que la section transversale est trop importante}$$

alors on va diminué st : St=10cm(zone nodale ,zone courante) pour les 3 premiers niveaux

$$A_t = 3,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est présenté sur ce tableau qui suit :

Tableau.V.2. Ferrailage du poteau

Pot	Sollicitations	N (Kn)	M (Kn.m)	V (Kn)	Acal	A min	Achoix	A trans
50*50	Nmax → Mcorr	1555,38	6,72	265,997	0	20cm ²	4HA16+8HA14= 20,36 cm ²	6HA10
	Mmax → Ncorr	544,61	163		3,5			
	Nmin → Mcorr	-960,93	20,69		0			
45*45	Nmax → Mcorr	1034,75	7,86	131,51	0	16,2 cm ²	12HA14 =18,47cm ²	6HA10
	Mmax → Ncorr	408,75	58,19		0			
	Nmin → Mcorr	-637,63	23,66		0			
40*40	Nmax → Mcorr	686,51	7,27	93,16	0	12,8cm ²	12HA12 = 13,57	6HA10
	Mmax → Ncorr	222,78	38,32		0			
	Nmin → Mcorr	-424,77	26,57		0			
35*35	Nmax → Mcorr	343,92	7,22	55,86	0	9,8 cm ²	4HA14+4HA12 =10,86cm ²	4HA8
	Mmax → Ncorr	59,1	21,57		0			
	Nmin → Mcorr	-216,84	18,7		0			
30*30	Nmax → Mcorr	184,22	5,57	45,39	0	7,2cm ²	8HA12 =9,05 cm ²	4HA8
	Mmax → Ncorr	21,06	14,53		0			
	Nmin → Mcorr	-119,14	13,43		0			

V.1.3. Vérifications :➤ **Vérifications au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier à l'état limite ultime de stabilité de forme.

La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{\text{calc}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b)) + f_e/(100 \times \gamma_s)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3. Vérification des poteaux au flambement

Etage	L ₀ (m)	Section(cm ²)	Nu(KN)	Br(m ²)	Brcal (m ²)	Br>Brcal
6	2,66	30*30	184,2234	0,0784	0,010601	Vérifiée
5	2,66	35*35	343,9155	0,1089	0,019422	Vérifiée
4	2,66	40*40	516,4784	0,1444	0,028809	Vérifiée

3	2,66	40*40	686,513	0,1444	0,038294	Vérifiée
2	2,66	45*45	861,9945	0,1849	0,047789	Vérifiée
1	2,66	45*45	1034,7543	0,1849	0,057367	Vérifiée
RDC	2,66	50*50	1209,0701	0,2304	0,066224	Vérifiée
Entre sol 1	2,66	50*50	1381,1962	0,2304	0,075652	Vérifiée
Entre sol 2	3,51	50*50	1555,3884	0,2304	0,087296	Vérifiée

Schéma de ferrailage du poteau voir annexe

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être comme suit :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{242,8836 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,47} = 1,033 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPA}$$

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \rightarrow$ pas de risque de cisaillement

Vérification des contraintes de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible, Donc la vérification se fait uniquement pour la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc 2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec : $N_{ser} = 1132,3056 \text{ KN}$; $M_{ser} = 4,899 \text{ Kn.m}$

section homogénéisée : $S = b \times h + 15(A + A') = 0,2713 \text{ m}^2$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right) = 4,899 \text{ Kn.m}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 = 6,24 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$V = \frac{h}{2} = 25\text{cm} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$\sigma_{bc2} = \sigma_{bc1} = 4,37 \text{ MPA} \ll \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de la contrainte du béton :

On a: $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y$

Avec :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

$$\Rightarrow \mu_t = 5,26 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$Y = Y_c + C$$

$$C = e_G - \frac{h}{2} = 0,43 - 25 = -24,57$$

$$Yc^3 + pYc + q = 0$$

$$\begin{cases} p = -2C^2 - 90 \frac{A'}{b} (C - d') + 90 \frac{A}{b} (d - C) \\ q = -2C^3 - 90 \frac{A'}{b} (C - d') - 90 \frac{A}{b} (d - C)^2 \end{cases}$$

$$p = -331,69$$

$$q = -58111,65$$

$$y_c = 41,59 \text{ cm} \rightarrow Y = 17,02 \text{ cm}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ *Vérifiée*

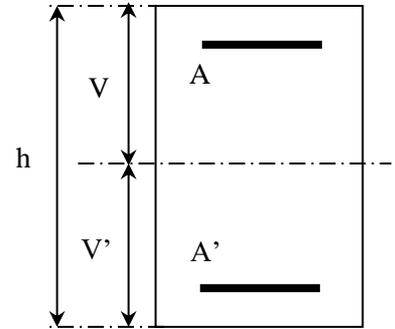


Figure.V.2. Section du poteau

Poteau circulaire :

Ce tableau résume les sollicitations et le ferrailage du poteau circulaire :

Tableau.V.4. Ferrailage du poteau circulaire.

Pot	Sollicitations	N (Kn)	M (Kn.m)	V (Kn)	A _{cal} (Cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{trans}
φ45	N _{max} → M _{corr}	1310,4609	-3,664	33,19	12,72	7HA16	2HA8
	M _{max} → N _{corr}	957,842	50,6482			=	
	N _{min} → M _{corr}	-810,6668	21,1603			14,04cm ²	
φ40	N _{max} → M _{corr}	821,9731	-8,5764	26,62	10,06	6HA16 =	2HA8
	M _{max} → N _{corr}	609,9077	-40,5291			12,06cm ²	

	Nmin→Mcorr	-510,3263	25,3412				
φ35	Nmax→Mcorr	412,4963	-6,9621	16,32	7,8	6HA14= 9,79 cm ²	2HA8
	Mmax→Ncorr	-313,6639	-24,6158				
	Nmin→Mcorr	-260,069	14,7377				
φ30	Nmax→Mcorr	-163,0419	-5,584	10,1	5,65	6HA12= 6,76 cm ²	2HA8
	Mmax→Ncorr	-125,4595	-14,483				
	Nmin→Mcorr	-108,6518	8,0698				

Schéma de ferrailage des poteaux → voir Annexe 02

V.2. Etude des poutres

Les poutres seront calculées à l'aide des efforts obtenus par le logiciel ETABS2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/V2003 qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \dots \dots \dots ELA \\ G + Q - E \dots \dots \dots ELA \\ 0.8G + E \dots \dots \dots ELA \\ 0.8G - E \dots \dots \dots ELA \end{array} \right.$$

Tableau.V.5. Dimensions des poutres.

Poutres	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)
Principales	30	40	1200
Secondaires	30	35	1050

Recommandations du RPA99/V2003

Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante.

-6% en zone de recouvrement.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de

-0.5% en toute section

Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par le RPA99/V2003 :

$$-A_{min}^{RPA} = 0.003 \times st \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Dans la zone nodale : $st \leq \min (h/4 ; 12\phi)$

-Dans la zone courante : $st \leq h/2$

Tel que ; ϕ est le diamètre minimum des barres utilisées.

V.2.1. Sollicitation et ferrailage des poutres

Remarque : On a deux types de poutres, poutres non associées aux voiles et poutres associées aux voiles dont les efforts sont différents.

Ces deux types sont ferrillés avec une même section avec un renforcement au niveau des extrémités libres des voiles concernant les poutres associées aux voiles avec la section équivalente.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.6. Sollicitations et ferrailage des poutres non associées aux voiles.

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et Etage courant	P.P	30x40	Travée	ELA	71,82	399,18	6	5,98	3HA16=6,03cm ²
			Appui	ELA	-71,51			5,98	3HA16=6,03cm ²
	P.S	30x35	Travée	ELU	39,32	76,3	5,25	3,71	3HA14=4,62cm ²
			Appui	ELA	-39,32			3,71	3HA14=4,62cm ²
Terrasse inaccessible	P.P	30x40	Travée	ELU	47,66	76,4	6	3,87	3HA14=4,62cm ²
			Appui	ELU	-59,38			4,88	3HA16=6,03cm ²
	P.S	30x35	Travée	ELA	20,86	39,06	5,25	1,93	3HA12=3,39cm ²
			Appui	ELU	-26,93			2,50	3HA12=3,39cm ²

Tableau.V.7. Sollicitations et ferrailage des poutres associées aux voiles.

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et Etage courant	P.P	30x40	Travée	ELA	84,98	69,81	6	7,17	3HA16+2HA12=8,29cm ²
			Appui	ELA	-90,00			7,64	3HA16+2HA12=8,29cm ²
	P.S	30x35	Travée	ELA	64,47	83,14	5,25	6,30	3HA16+1HA12=7,16cm ²
			Appui	ELA	-64,90			6,36	3HA16+1HA12

									=7,16cm ²
Terrasse inaccessible	P.P	30x40	Travée	ELA	30,48	27,54	6	2,44	3HA16=6,03cm ²
			Appui	ELA	-30,63			2,45	3HA16=6,03cm ²
	P.S	30x35	Travée	ELU	28,02	28,76	5,25	2,6	3HA16=6,03cm ²
			Appui	ELA	-34,13			3,18	3HA16=6,03cm ²

➤ **Vérification des armatures selon le RPA99 (Art 7.5.2.1)**

Pourcentage maximal d'armatures longitudinales dans les sections

Poutres principales :

$$A_{\max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.}$$

Poutres secondaires :

$$A_{\max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement}$$

Pourcentage minimal d'armatures longitudinales dans les sections

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h$$

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Les longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Art 7.5.2.1) en zone IIa, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64\text{cm, on adopte : } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48\text{cm, on adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l ; h/35 ; b/10)$$

$$\text{Avec : } A_{\text{trns}}^{\text{RPA}} \min = 0.3\% (st * b)$$

Calcul des espacements des armatures transversales

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**

$$\text{Zone nodale : } st \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right)$$

$$\text{Zone courante : } st \leq h/2$$

Tableau.V.8. Armatures transversales dans les poutres.

Niveau	Poutre		A _{trns} ^{calculée} (cm ²)	A _{trns} ^{min} (cm ²)	St (cm)	
					Z.Nodale	Z.Courante
RDC et étage courant	P.P	Ø8	4Ø8 = 2,01	1,35	8	15
	P.S				8	15
Terrasse inaccessible	P.P	Ø8	4Ø8 = 2,01	1,35	8	15
	P.S				8	15

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Vérifications à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.V.9. Vérification des contraintes tangentielles dans les poutres.

Niveau	Poutres	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
RDC et étage courant	P.P	399,18	3,6	3,33	<i>NON Vérifiée</i>
	P.S	76,3	0,79		<i>Vérifiée</i>
Terrasse inaccessible	P.P	76,4	0,69	3,33	<i>Vérifiée</i>
	P.S	39,06	0,41		<i>Vérifiée</i>

N B : les Contrainte tangentielle n'est pas vérifier dans le 6 ème niveau pour les poutres

Principales, donc il faut augmenter la section de béton pour se niveaux (B * H) = (35*40).

Tableau.V.10. Vérification des contraintes tangentielles dans la poutre du 6ème niveau

Niv	Poutres	Aire (cm ²)	Local	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)	$\bar{\tau}$ (MPa)	τ (MPa)	Observation
4ème étage	P.P	35x40	Travée	399,18	7	5,98	3HA16 =6,03c m ²	3,33	3	Vérifiée
			Appui				3HA16 =6,03c m ²		0,57	Vérifiée
	P.S	30x35	Travée	76,3	5,25	3,71	3HA14 =4,62c m ²	3,33	0,8	Vérifiée
			Appui				3HA14 =4,62c m ²		0,41	Vérifiée

N B : les armatures longitudinales sont vérifiées au cisaillement pour tous les niveaux.

V.2.3. Vérification à l'ELS

➤ **Etat limite de compression du béton**

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression dans les poutres.

Niveau	Poutres	Local	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC et étages courant	P.P	Travée	28,67	8,23	34875,4	6,77	15	Vérifiée
		Appui	-42,9	6,82	24212,4	12,08		Vérifiée
	P.S	Travée	18,01	7,59	25465,5	5,36	15	Vérifiée
		Appui	-28,42	6,29	17757,8	10,06		Vérifiée
Terrasse inaccessible	P.P	Travée	34,84	8,24	34875,4	8,22	15	Vérifiée
		Appui	-43,43	6,82	24212,4	12,2		Vérifiée
	P.S	Travée	15,09	7,59	25465,5	4,5	15	Vérifiée

		Appui	-24,8	6,3	17757,8	8,79		Vérifiée
--	--	--------------	-------	-----	---------	------	--	----------

➤ **Etat limite de déformation**

Etat limite de déformation d’après le **BAEL 91** et le **CBA 93** la vérification à l’flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{cases}$$

Tableau.V.12. Vérification de l’état limite de déformation dans les poutres.

Niveau	Poutres	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
RDC et étages courant	P.P	4,45	2,3	0,089 > 0,063	0,089 > 0,085	0,0021 < 0,011
	P.S	4,2	1,67	0,083 > 0,063	0,083 < 0,085	0,0017 < 0,011
Terrasse Inaccessible	P.P	4,45	2,8	0,089 > 0,063	0,089 > 0,085	0,0025 < 0,011
	P.S	4,2	1,38	0,083 > 0,063	0,083 < 0,085	0,0014 < 0,011

N.B : les conditions de l’état limite de déformation ne sont pas vérifiées pour les poutres secondaires donc on a besoin de vérifier la flèche.

Suivant la même procédure donnée dans le calcul des poutrelles on trouve :

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{1,67}{30 \times 32} = 0,00174 \quad ; \quad y = 7,59\text{cm}; \quad I = 17757,8\text{cm}^4;$$

Tableau.V.13. Calcul de la flèche de la poutre (Entre-sol1).

q _j (KN/ml)	M _{jser} (KN.m)	I _{f_j} (cm ⁴)	σ _j (MPa)	μ _j	f _{ji} (mm)
4,144	7	124372,1	136,18	0	0,306
q _g (KN/ml)	M _{gser} (KN.m)	I _{f_g} (cm ⁴)	σ _g (MPa)	μ _g	f _{gi} (mm)
4,9	8,29	124372,1	161,18	0	0,362
q _p (KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{f_p} (cm ⁴)	σ _p (MPa)	μ _p	f _{pi} (mm)
5,88	9,94	124372,1	193,41	0	0,434

qg(KN/ml)	M _{pser} (KN.m)	I _{gv} (cm ⁴)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	f _{gv} (mm)
4,9	8,29	84865,6	161,18	0	1,086

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,852 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f > \bar{f} = 8,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche est vérifiée}$$

-schéma de ferrailage des poutres voir Annexe 2

V.3. Vérification de la zone nodale

C'est de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement au niveau des nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) = 0,6 \text{ m}$$

$$l' = 2 \times h = 0,8 \text{ m}$$

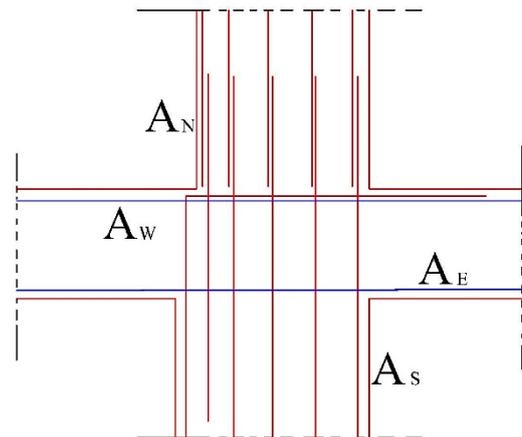


Figure.V.3. Ferrailage de Zone nodale

Les moments résistants dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$\text{On a : } M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } z = 0.9d, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau.V.14. Les moments résistants dans les poteaux

Niveaux	d (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	Poteaux	
				A_s (cm ²)/fac	M_R (KN.m)
ES2 ES1 RDC	47	0,426	400	2HA16+2HA14=7,1cm ²	120,984
Etage 1,2	42	0,378	400	4HA14=6,16cm ²	93,14
Etages 3,4	37	0,333	400	4HA12=4,52cm ²	60,21
Etages 5	32	0,288	400	2HA14+1HA12=4,21cm ²	48,5
Etages 6	27	0,243	400	3HA12=3,39cm ²	32,951

Tableau.V.15. Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
RDC et étages Courant	40	33,3	400	6,03	6,03	80,32	80,32

Tableau.V.16. Les moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
RDC et étages Courant	35	28,8	400	6,03	6,03	69,46	69,46

Tableau.V.17. Vérification de la zone nodale

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs
ES1 ES2 RDC	214,12	120,984	335,104	80,32	80,32	200,8	Vérifiée
Etage1,2	153,35	93,14	246,5	80,32	80,32	200,8	Vérifiée
Etage3,4	108,71	60,21	168,92	80,32	80,32	200,8	Non Vérifiée
Etage5	97	48,5	145,5	80,32	80,32	200,8	Non vérifiée
Etage6	65,902	32,951	98,853	80,32	80,32	200,8	Non vérifiée

La zone nodale ne vérifie pas dans les quatre derniers étages donc on ajoute la section des armatures de recouvrement.

Tableau.V.18. Vérification de la zone nodale les quatre derniers étages

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Obs
Etage3,4	163,53	89	252,53	80,32	80,32	200,8	Vérifiée
Etage5	149,07	74,53	223,6	80,32	80,32	200,8	Vérifiée
Etage6	155,71	77,86	233,57	80,32	80,32	200,8	Vérifiée

V.4. Etude des voiles

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases}$$

Le ferrailage a adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.4.1. Sollicitation de calcul

Les sollicitations sont tirées à l'aide du **logiciel ETABS 2016** a partir des combinaisons les plus défavorables

Tableau.V.19. Sollicitations dans les voiles.

Niveau	Voiles	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
ENTRE sol 02	Vx1Vx2	1515,34	29,25	745,89	103,22	810,06	1151,66	275,28
	Vy1 Vy2	1175,15	89,29	635,20	102,93	701,53	980,14	274,8
Entre sol 01 et RDC	Vx1Vx2	1337,8	38,99	512,41	32,20	313,23	785,43	187,56
	Vy1 Vy2	920,63	28,41	367,74	87,81	405,02	648,96	202,28
	Vx1Vx2	992,12	32,10	412,82	26,03	155,92	598,66	146,99

Etages 1-2	Vy1 Vy2	747,09	12,07	285,28	42,72	244,94	497,48	167,09
Etages 3-4	Vx1Vx2	710,12	43,99	273,22	33,89	88,65	366,83	108,92
	Vy1 Vy2	493,43	34,49	183,24	42,19	98,11	322,84	110,53
Etages 5-6	Vx1Vx2	390,68	53,79	99,09	19,81	83,1	253,42	92,06
	Vy1 Vy2	271,52	14,35	67,20	39,57	101,52	171,02	45,99

V.4.2. Calcul du ferrailage

➤ Armatures verticales

Exemple de calcul

Nous présentons l'exemple de calcul du voile **Vx1** du l'entre sol et le reste des résultats de ferrailage sera présentés dans des tableaux

Tableau.V.20. Sollicitations dans le voile Vx1 du l'entre sol 01

Voile	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
Vx1	1515,34	29,25	1151,66	810,06	810,06	1151,66	275,28

Le calcul du ferrailage se fera à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

Sous la combinaison (**G+Q+Exmax**) avec $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

La section calculée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{\min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections

Données :

$l = 2 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$; $d = 1,97 \text{ m}$; $d' = 0.03 \text{ m}$.

$N_{\min} = 1151,66 \text{ KN}$ (traction) ; $M_{\text{cor}} = 810,06 \text{ KN.m}$.

Avec ; $y = \frac{l}{2} = 1 \text{ m}$; $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,20 \times 2^3}{12} = 0,1333 \text{ m}^4$

➤ Calcul des contraintes

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{max} = 8,95 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{min} = -3,19 \text{ MPa} < 0 \end{cases}$$

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 810,06 + 1151,66 \times \left(1,97 - \frac{2}{2}\right) = 1927,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1927,17 \times 10^{-3}}{0,2 \times (1,97)^2 \times 14,2} = 0,175$$

$$\mu_{bu} = 0,175 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Armatures comprimées)}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,242$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,779 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1927,17 \times 10^{-3}}{1,779 \times 348} = 31,12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 31,12 \times 10^{-4} - \frac{1151,66 \times 10^{-3}}{348} = -1,97 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/2003**, on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2$

3) Armatures minimales dans la zone tendue

$$A_{min}^{tendu} = 0,2\% b \times l_t$$

Longueur de la partie tendue l_t

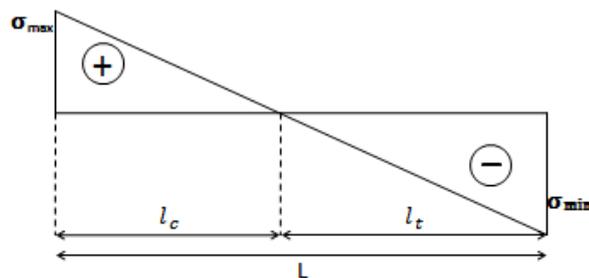


Figure.V.4. Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{3,19 \times 2}{(8,95 + 3,19)} = 0,53 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{tendu} = 0.2\% \cdot 0,20 \times 0,53 = 2,12 \text{ cm}^2$$

4) Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% \cdot b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 2 - 2 \times 0,53 \Rightarrow l_c = 0,94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{courante} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales

Avec - $st = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $st = 20 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

5) Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 275,28 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times st}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_{max}}{e \times d} = \frac{1,4 \times 275,28 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,97} = 1,07 \text{ MPa}$$

➤ Espacement des barres horizontales

$$st \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

On fixe : $st = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_h = \frac{0,988 \times 0,20 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0,4 \cdot b \cdot st}{f_e} = 0,4 \text{ cm}^2$$

6) Choix des barres

Armatures verticales

En zone tendu $A^{ZT} = 2,1 \text{ cm}^2$

En zone comprimée $A^{ZC} = 1,89 \text{ cm}^2$

Choix des armatures horizontales

$$A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Tableau.V.21. Ferrailage des voiles Vx

Section	Entre sol 02	Entre sol01 et RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6
l(m)	2	2	2	2	2
e (cm)	20	15	15	15	15
d (m)	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97
N(KN)	1151,66	785,43	598,66	366,83	99,09
M (KN.m)	810,06	313,23	155,92	88,65	19,81
SECTION	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC
V(KN)	275,28	187,56	146,99	108,92	92,06
I(m⁴)	0,1333	0,1	0,1	0,1	0,1
y(m)	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	8,88	4,31	2,66	1,38	0,53
σ_2 (MPa)	-3,13	-0,39	0,34	0,25	0,13
τ (MPa)	1,07	0,97	0,76	0,56	0,48
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	0	0	/	/	/
A^{min}(cm²)	6	4,5	4,5	4,5	4,5
l_t (m)	0,526	0,164	0	0	0
l_c(m)	0,948	1,67	2	2	2
A_{tendu}^{min} (cm²)	2,1	0,49	0	/	/
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	1,89	2,5	/	/	/
st (cm)	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	6HA10+4HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
A_h^{cal}(cm²)	1,34	0,91	0,71	0,53	0,45
A_h^{min}(cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
st (cm)	20	20	20	20	20
$A_{/face}^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau.V.22. Ferrailage des voiles Vy

section	Entre sol 02	Entre sol01 et RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6
l(m)	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
e (cm)	20	15	15	15	15
d (m)	1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
N(KN)	980,14	648,96	497,48	366,83	171,02
M (KN.m)	701,53	405,02	244,94	88,65	101,52
SECTION	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
V(KN)	274,8	202,28	167,09	110,53	45,99
I(m⁴)	0,114	0,086	0,086	0,086	0,086
y(m)	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
σ_1 (MPa)	8,38	6,76	4,46	2,26	1,73
σ_2 (MPa)	-3,48	-2,21	-0,97	0,3	-0,52
τ (MPa)	1,13	1,1	0,91	0,61	0,25
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	1,59	0	0	/	0
A^{min}(cm²)	5,7	4,275	4,275	4,275	4,275
l_t (m)	0,58	0,467	0,339	/	0,443
l_c (m)	0,745	0,964	1,22	1,9	1,014
A_{tendu}^{min} (cm²)	2,3	1,41	1,02	/	1,33
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	1,49	1,44	1,83	2,85	1,52
st (cm)	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	4HA10+6HA 8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
A_h^{cal} (cm²)	1,41	1,04	0,86	0,57	0,24
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
st (cm)	20	20	20	20	20
$A_{/face}^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Schéma de ferrailage du voile de contreventement de l'entre sol 02 voir annexe 2

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif 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.

Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, il nous est recommandé des fondations superficielles, ancrées à partir de D=1,5 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible égale à 2,00 bars.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes

Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI. Etude des fondations

VI.1. Combinaisons de calcul

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\text{BAEL : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI.2. Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS 2016**

$$N_{ser} = 1555,41KN$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a et b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,5}{0,5} \times \frac{1555,41}{200}} \Rightarrow B \geq 2,79m$$

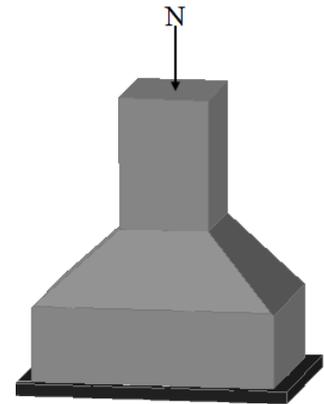


Figure.VI.2.Semelle isolée.

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1,3 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3. Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS 2016**, pour déduire les efforts normaux situés sous les files des portiques.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1. Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files de portiques	1	2	3	4
La somme des efforts totale max	5576,32	8825,32	6716,66	5708,55

D'après les résultats du tableau précédent on constate que la file numéro 2 est la plus sollicitée.
Données : L = 21 m ; N = 8825,32 KN ; $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00$ Bars

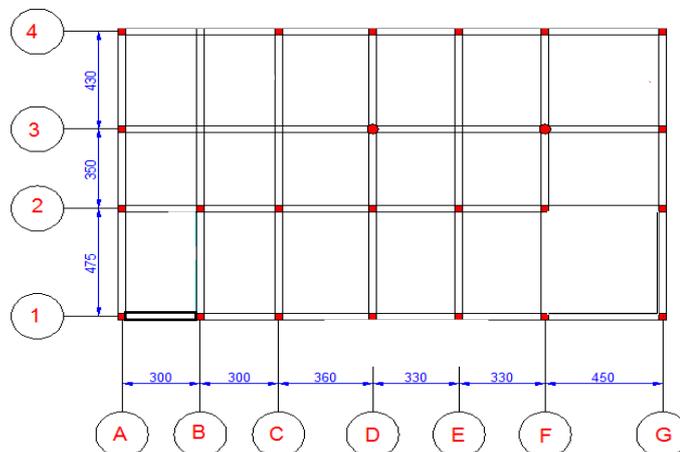


Figure.VI.2. Schéma des différentes files des semelles filantes

VI.3.1. Calcul de la largeur B

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} = 2,1\text{m} \Rightarrow \text{il ya pas de risque de chevauchement entre les semelles}$$

VI.3.2. Calcul de la hauteur total de la semelle

$$H \geq \frac{B - b}{4} + 0,05$$

$$\rightarrow H = 0,45 \text{ m}$$

VI.3.3. Calcul de la surface de la semelle

N_s : Le poids estimé de la semelle.

La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

$$S_s = \frac{\sum Ni}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{8825,32}{200} = 44,13 \text{ m}^2$$

VI.3.4. Vérification de la contrainte

$$N_s = [(S_s \times H) + (1 \times a \times b)] \times \delta_b$$

$$N_s = [(44,13 \times 0,45) + (1 \times 0,5 \times 0,5)] \times 25$$

$$\Rightarrow N_s = 502,71 \text{ KN}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{St}} = \frac{\sum Ni + N_s}{S_s} = \frac{8825,32 + 502,71}{44,13}$$

$$\sigma_{\text{St}} = 211,38 \text{ KPA} \geq 200 \text{ KPA} \Rightarrow \text{alors on opte pour un radier.}$$

VI.4. Etude d'un Radier

Le radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

VI.4.1. Pré dimensionnement**Condition de coffrage**

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur de la nervure.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\max} = 4,45$ m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{445}{20} = 22,25 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{445}{10} = 44,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{cases}$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN / m³).

On a d'après la bibliographie (**A. GREKOW et al 1964 ; A. FUENTES 1983**)

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

$$\text{Soit : } I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4,45)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0,622\text{m}$$

Pour la vérification au cisaillement des nervures on a pris $h_t = 100\text{cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,216 \times 10^7 \times (1)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4,04\text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,45\text{m} \leq \frac{\pi}{2} \times 4,04 = 6,35\text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.2. Calcul de la surface du radier

On a: $N = 27239,92\text{ KN}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{27239,92}{200} = 136,2\text{ m}^2$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 269,85\text{ m}^2$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100\text{cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 35\text{cm} \\ \text{enrobage } d' = 5\text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 269,85\text{m}^2 \end{array} \right.$$

VI.4.3. Vérifications diverses

VI.4.3.1. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,22\text{MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = 27239,92\text{ KN}$

$$P_{\text{rad}} = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times \gamma_b = 0,35 \times 269,85 \times 25 = 2361,19\text{ KN}$$

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{pot}} \times h_t \times L_{\text{ner}} \times \gamma_b = 0,5 \times 1 \times 173,95 \times 25 = 2174,38\text{KN} ?$$

Avec : $N = N_s + N_{rad} = 27239,92 + 2361,19 + 2174,38 = 31775,49 \text{KN}$

On a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 9916,99 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 10,49 \text{ m} \\ I_y = 3713,19 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 6,43 \text{ m} \end{cases}$$

M_x et M_y : Moments sismiques a la base, et sont donnée par le logiciel **ETABS2016** :

$$\begin{cases} M_x = 16,9 \text{ MN.m} \\ M_y = 32,55 \text{ MN.m} \end{cases}$$

VI.4.3.2. Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{31,014}{269,85} + \frac{16,9}{9916,99} \times 6,43 = 0,126 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{31,014}{269,85} - \frac{16,9}{9916,99} \times 6,43 = 0,104 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,126 + 0,104}{4} = 0,121 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,200 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{31,014}{269,85} + \frac{32,55}{3713,19} \times 10,49 = 0,207 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{31,014}{269,85} - \frac{32,55}{3713,19} \times 10,49 = 0,023 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,207 + 0,023}{4} = 0,161 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,200 \text{ MPa}$$

Remarque

Les contraintes dans le sol sont vérifiées dans les deux sens.

VI.4.3.3. Vérification au cisaillement :

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{31775,49 \times 4,45}{2 \times 269,85} = 261,99 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{261,99 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,104 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

VI.4.3.4. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec :}$$

N_d : effort normal.

h_t : hauteur totale de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (50×50) cm², le périmètre d'impacte U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,50 + 1 = 1,5 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,50 + 1 = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $U_c = 6 \text{ m}$ et $N_d = 1555,41 \text{ KN}$

$$N_d = 1,555 \text{ MN} < 0.045 \times 6 \times 0,7 \times \frac{25}{1.5} = 4,5 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

On remarque, qu'il n'y pas risque de poinçonnement.

VI.4.3.5. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{16,9}{31,01} = 0,545 < \frac{21}{4} = 5,25 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{32,55}{31,01} = 1,05 < \frac{12,85}{4} = 3,21 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.4.4. Ferrailage du radier

VI.4.4.1. Calcul des sollicitations

On a :

$$N_u = 36983,97 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = 2361,19 \text{ KN}$$

$$P_{ner} = 2174,38 \text{ KN}$$

Donc :

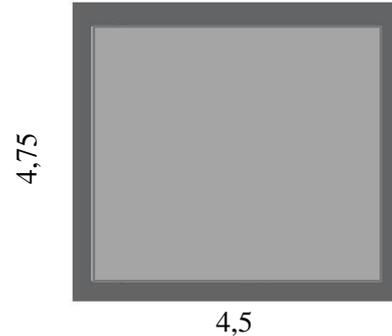


Figure.VI.3. Le panneau le plus sollicité

$$N_u = 36983,97 + 1,35(2361,2 + 2174,38) = 42079,6 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{42079,6}{269,85} = 155,94 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$$\begin{cases} l_x = 4,2 \text{ m} \\ l_y = 4,45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,94 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0419 \times 155,94 \times 4,2^2 = 115,26 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,8661 \times 115,26 = 99,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 M_{0x} = 0,85 \times 115,26 = 97,97 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_{0y} = 0,85 \times 99,82 = 84,85 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 97,97 = -57,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0,35) \text{ m}^2$.

Les résultats de ferrillages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2. Tableau du ferrillage de radier

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	97,97	8,29	2,88	10,78	7HA14	14
	y-y	84,85	7,13	2,8	9,24	6HA14	15
Appui		57,63	4,81	2,88	6,79	6HA12	15

Condition de non fragilité

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = 0,94 > 0,4 \\ e = 35 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,94}{2}\right) \times 0,35 \times 1 = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 1 \times 0,35 = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

A P'ELU :

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_x = \frac{q \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_y = \frac{q \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_x = \frac{155,99 \times 4,2}{2} \times \frac{4,45^4}{4,2^4 + 4,45^4} = 182,65 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{155,99 \times 4,45}{2} \times \frac{4,2^4}{4,2^4 + 4,45^4} = 153,56 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\delta_b}$$

$$\tau = \frac{182,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35} = 0,522 \text{ MPA} < \bar{\tau} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

A P'ELS:

$$\text{On a: } N = N_{sre} + P_{rad} + P_{ner}$$

$$\text{Donc : } N = 31014,45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_{ser} = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{31014,45}{269,85} = 114,93 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatiques

On a : $\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 99,54 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 90,46 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 84,61 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 76,89 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -49,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.4.4.2. Vérification des contraintes

Tableau.VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	84,61	8,36	95198	7,43 < 15	Vérifiée	288,43 > 201,63	N. vérifiée
	y-y	76,89	7,34	84125	7,16 < 15	Vérifiée	303,84 > 201,63	N. vérifiée
Appui		49,77	6,86	65298	5,23 < 15	Vérifiée	264,5 > 201,63	N. vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau.VI.4. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	150,39	8,27	0,411	28,1	28,27	9HA20	10
	y-y	125,7	6,93	0,383	23,82	25,13	8HA20	11
Appui		100,26	5,51	0,349	18,71	20,11	6HA20	11

Schéma de ferrailage du radier → Voir Annexe 2

VI.5. Etude des nervures

VI.5.1. Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures

Sens X-X :

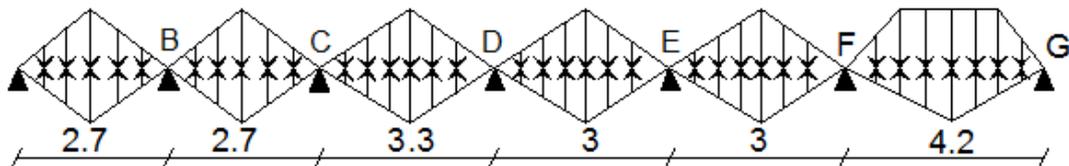


Figure.VI.4. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée sens X-X.

Sens Y-Y :

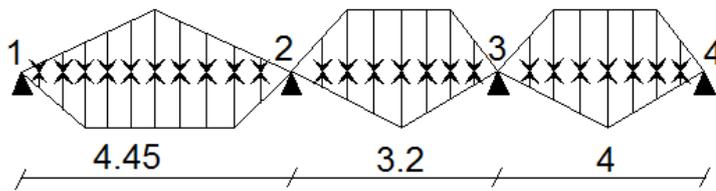


Figure.VI.5. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée Y-Y

VI.5.2. Calcul de chargement

Détermination de P_u et P_s

On a

$$N_u = 42079,6 \text{ KN}$$

$$N_s = 31014,45 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{N_u}{s_{rad}} = \frac{42079,6}{269,85} = 155,94 \text{ KN/m}^2, \quad Q_{ser} = \frac{N}{s_{rad}} = \frac{31014,45}{269,85} = 114,93 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5. Les chargements sur les nervures sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF	Travée FG
q_m^u (KN/m)	397,65	397,65	397,65	397,65	397,65	432,78
q_m^s (KN/m)	293,07	293,07	293,07	293,07	293,07	318,97
q_v (KN/m)	298,24	298,24	298,24	298,24	298,24	386

Tableau.VI.6. Les chargements sur les nervures sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD
q_m^u (KN/m)	429,93	383,34	408,37
q_m^s (KN/m)	316,86	282,53	300,97
q_v (KN/m)	329,1	287,7	309,9

Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELU.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	3	397,65	0	-353,675	1,204	338,82	287,994	478,583	-714,367
	BC	3	397,65	-353,675	-334,138	1,516	138	103,503	-714,367	709,033
	CD	3,6	397,65	-334,138	-358,39	1,783	397,32	297,986	709,033	-722,507
	DE	3,3	397,65	-358,39	-326,054	1,675	265,6	199,2	-722,507	-646,324
	EF	3,3	397,65	-326,054	-717,623	1,352	49,55	37,166	-646,324	1054,184
	FG	4,5	432,78	-781,02	0	2,651	870,31	739,766	1147,315	-800,195
Y-Y	AB	4.75	429,93	0	-865,044	1,951	963,04	818,586	838,969	-1203,2
	BC	3,5	383,34	-452,864	-438,433	1,987	19,06	-14,297	-1072,81	827,537
	CD	4,3	408,37	-686,542	0	2,541	743,28	631,786	1037,656	-718,335

Tableau.VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELS.

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	3	293,07	0	-260,66	1,204	249,7	212,253
	BC	3	293,07	260,66	-246,262	1,516	101,71	76,282
	CD	3,6	293,07	-246,262	-264,135	1,783	292,83	219,617
	DE	3,3	293,07	-264,135	-240,304	1,675	195,75	146,811
	EF	3,3	293,07	-240,304	-528,891	1,352	36,52	27,391
	FG	4,5	318,97	-575,632	0	2,651	641,44	545,227
Y-Y	AB	4.75	316,86	0	-637,541	1,951	709,76	603,301
	BC	3,5	282,53	-568,467	-474,983	1,845	117,1	-87,838
	CD	4,3	300,97	-505,984	0	2,541	547,8	465,628

VI.5.3. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b selon les deux sens

Données :

$$\begin{cases} ht = 1 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m} \\ d = 0,65\text{m} \end{cases}$$

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art4. 1. 3)}$$

Sens X-X : b₀ = 0,50 m

$$\frac{b - 0,50}{2} \leq \min\left(\frac{4,5}{2}; \frac{3,5}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0,50}{2} \leq \min(2,25; 0,35) = 0,35 \text{ m}$$

Donc : $b = 1,2 \text{ m} = 120 \text{ cm}$

Sens Y-Y : $b_0 = 0,50 \text{ m}$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min\left(\frac{4,75}{2}; \frac{3}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0,60}{2} \leq \min(2,375; 0,3) = 0,30 \text{ m}$$

Donc : $b = 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau.VI.9. Calcul de ferrailages des nervures.

Localisation		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
X-X	Travée	739,766	23,01	13,76	23,75	5HA20+4HA16
	Appui	-781,02	25,29	13,76	25,76	5HA20+5HA16
Y-Y	Travée	709,76	21,65	12,61	21,99	7HA20
	Appui	-637,541	20,36	12,61	21,99	7HA20

VI.5.4. Vérification nécessaire

Vérification au cisaillement

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{1147,315 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,95} = 2,29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{1203,2 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,95} = 2,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{1147,32 \times \frac{1,2 - 0,50}{2} \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,95 \times 1,2 \times 0,4} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1203,2 \times \frac{1,1 - 0,50}{2} \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,95 \times 1,1 \times 0,4} = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$

Vérification des contraintes à L'ELS

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	Travée	545,227	20,96	2321262	4,92 < 15	<i>vérifiée</i>	260,82 > 201,63	<i>N.vérifiée</i>
	Appui	575,632	21,72	2484816	5,03 < 15	<i>vérifiée</i>	254,61 > 201,63	<i>N.vérifiée</i>
y-y	Travée	986,66	20,27	2175207	9,19 < 15	<i>vérifiée</i>	508,48 > 201,63	<i>N.vérifiée</i>
	Appui	637,541	20,27	2175207	5,94 < 15	<i>vérifiée</i>	328,55 > 201,63	<i>N.vérifiée</i>

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau.VI.11. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres
x-x	Travée	545,227	2,99	0,268	31,26	31,42	10HA20
	Appui	575,632	6,32	0,368	34,25	34,59	5HA25+5HA16
y-y	Travée	986,66	5,42	0,346	58,47	60,31	12HA25
	Appui	637,541	6,97	0,384	38,13	39,5	6HA25+6HA16

VI.5.5. Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max} \right] \leq 25,71 \text{ mm, alors } , \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 60,31 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

VI.5.6. Les armatures de peau**Remarque**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de lo

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

$$\text{Donc, } A_p = 3 \times 1 \text{ ml} = 3 \text{ cm}^2.$$

Soit : 2HA14 = 3,08 cm^2 par face.

Schéma de ferrailage des nervures → voir **Annexe 2**

VI.6. Étude de voile périphérique :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.1. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 21,1 \text{ kn/m}^2$;
- L'angle de frottement $\varphi = 16,88^\circ$;

- La cohésion $c = 0,41$ bar

Évaluation des charges et surcharges Le voile périphérique et soumis à :

Poussée des terres :

Pour plus de sécurité on prend le cas le plus défavorable $c = 0$.

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = 41,25 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \quad ; \quad Q = q \times \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) = 5 \text{ kn / m}^2$$

VI.6.2 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux est les fondations. A partir de diagramme des contraintes on à

$$\sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 63,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1,5Q = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 49,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 49,27 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,91 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,2 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a : } \rho = 0,93 > 0,4 \text{ (2sens)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,8450 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 32,24 \text{ KN m} \\ M_0^y = 27,24 \text{ KN m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 27,4 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 23,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui intermédiaire} \Rightarrow M_0^x = -16,12 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,1\% b x h \quad \text{RPA/2003. (art.10.1.2)}$$

Tableau VI.12. Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.

Localisation		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop}
travée	X-X	27,4	0,051	0,066	0,165	4,14	2	5HA12=5,65
	Y-Y	23,15	0,043	0,055	0,166	3,48	2	5HA10=3,93
Appuis		-16,12	0,022	0,027	0,168	1,73	2	5HA10=3,93

Espacements :

Sens x-x : $St \leq \min(2e ; 25cm) = 25cm \rightarrow St = 20cm$.

Sens y-y : $St \leq \min(3e ; 33cm) = 25cm \rightarrow St = 25cm$.

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPA}$

$$\begin{cases} V_u^x = 105,96 \text{ KN} \\ V_u^y = 113,81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{113,81 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 0,57 \text{ MPA} \leq 1,17 \text{ MPA} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :**Tableau VI.13.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
En travée	x-x	19,99	4,59	16275	5,64 < 15	228,63 > 201,6	Non vérifiée
	y-y	16,89	3,93	12093	5,49 < 15	273,81 > 201,6	Non vérifiée
En appuis		11,76	3,93	12093	3,82 < 15	190,64 < 201,6	Vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée, donc on doit recalculer les armatures à l'ELS

Tableau VI.14. Ferrailage des voiles périphérique à l'ELS.

Endroit	Sens	β 10 ⁻³	α	A_{ser} (cm ²)	Choix (cm ²)	St (cm)
Travée	X-X	3,02	0,27	5,65	6HA12=6,79	20
	Y-Y	2,13	0,23	3,93	6HA10=4,71	20

Schéma de ferrailage du voile périphérique voir Annexe 2**Conclusion**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, et les semelle filantes le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règles de Calcul de Béton Armé DTR BC 2.2
- Cours de béton armé, M1 et M2 Génie Civil
- Anciens mémoires de fin d'étude.

LOGICIELS

- Logiciel de L'ETABS 2016
- WORD 2019
- EXCEL 2019
- AUTO CAD 2010

Annexe 1

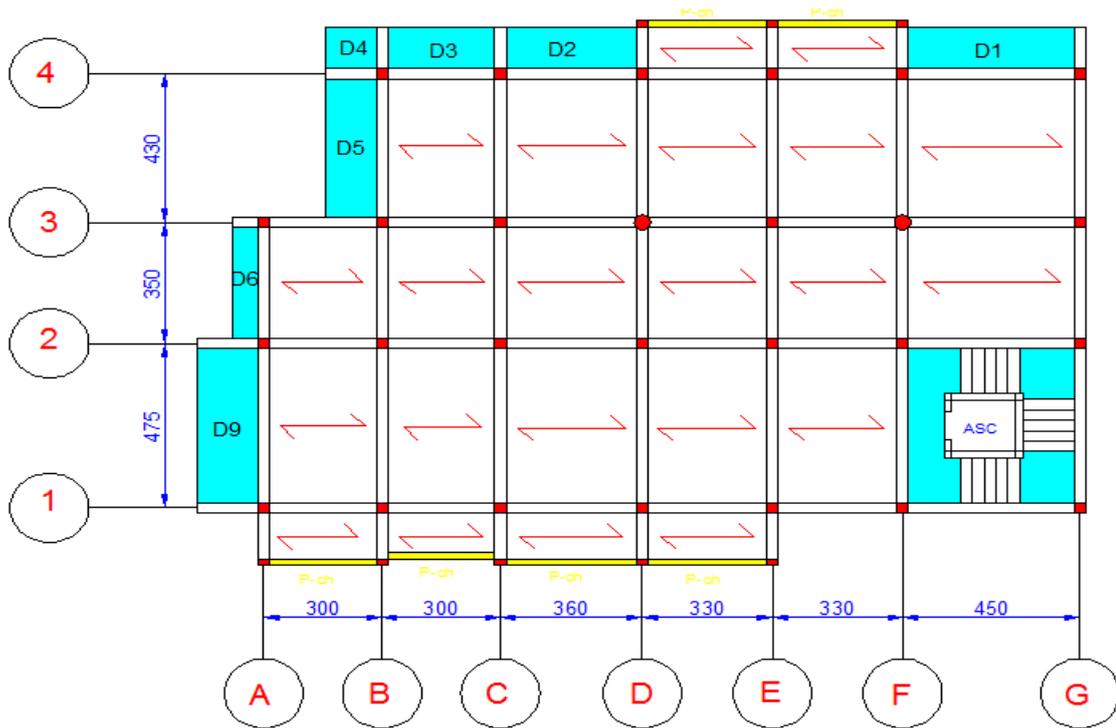
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

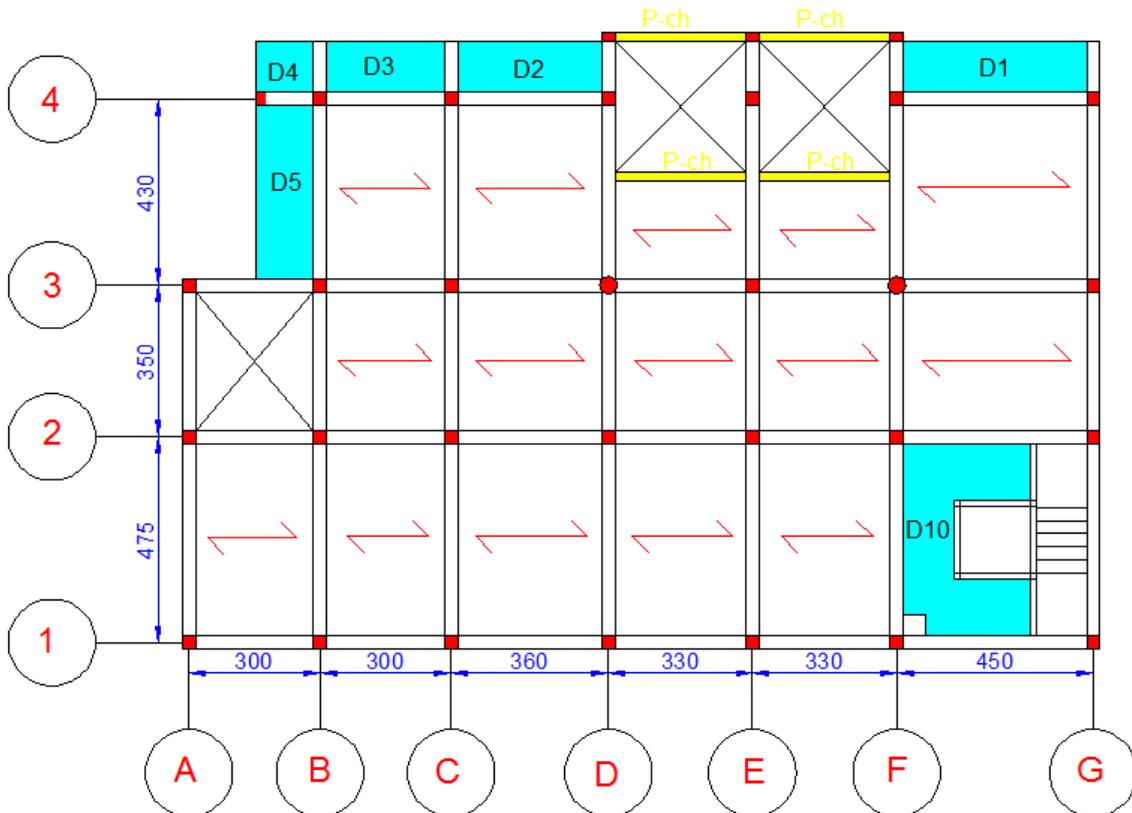
Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	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

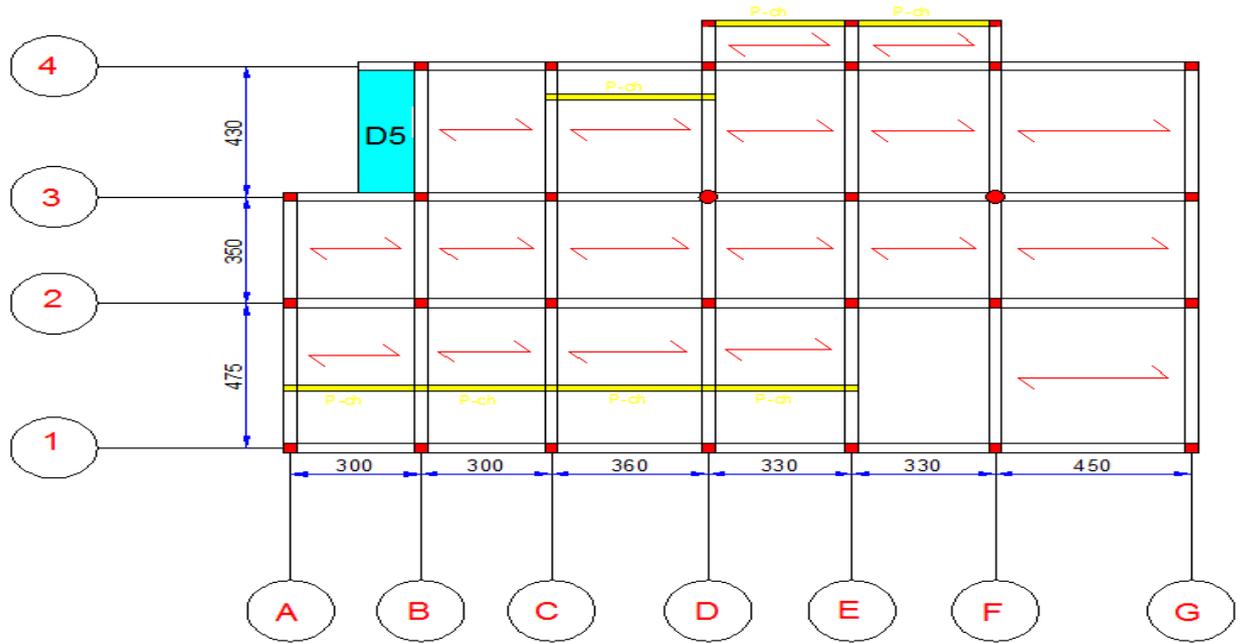
Vue en plan de la disposition des poutrelles des étages 1 à 5 .



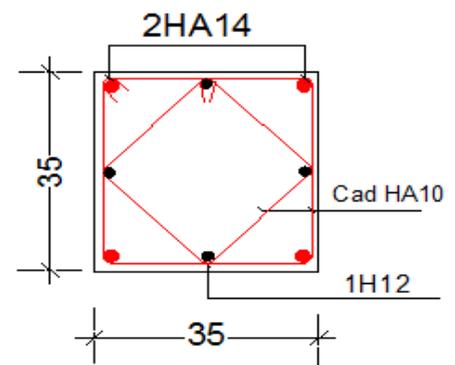
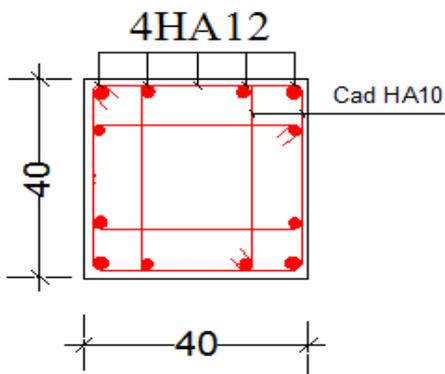
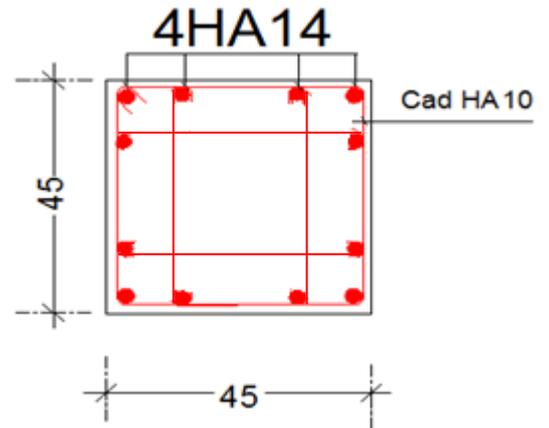
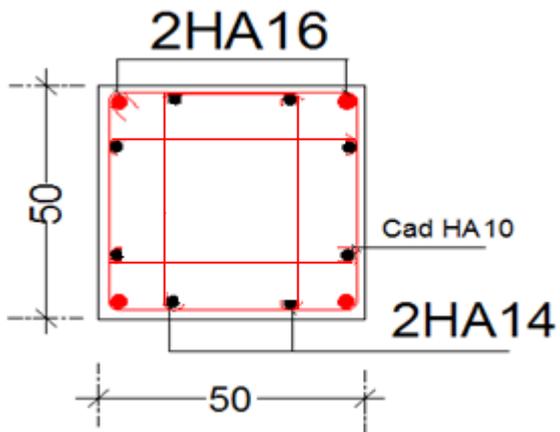
Vue en plan de la disposition des poutrelles de 6ème étage.

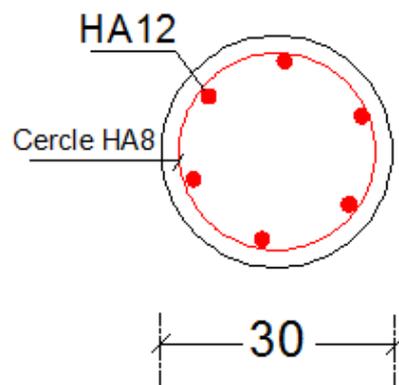
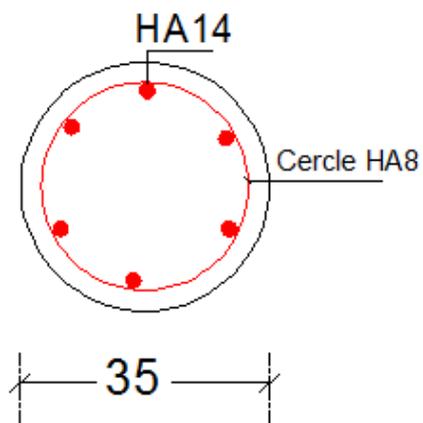
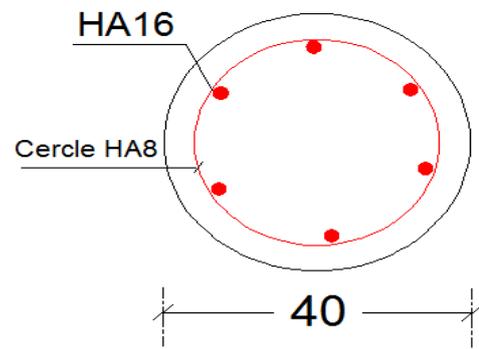
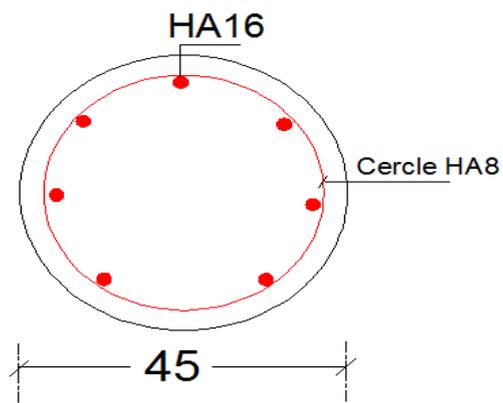
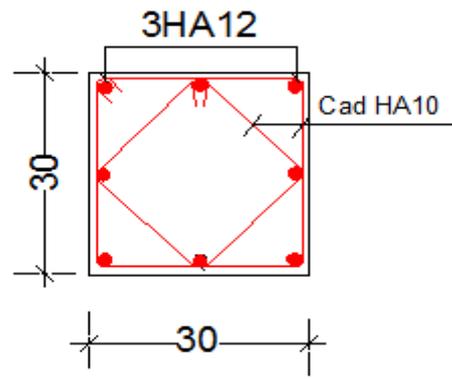


Vue en plan de la disposition des poutrelles de la terrasse inaccessible.

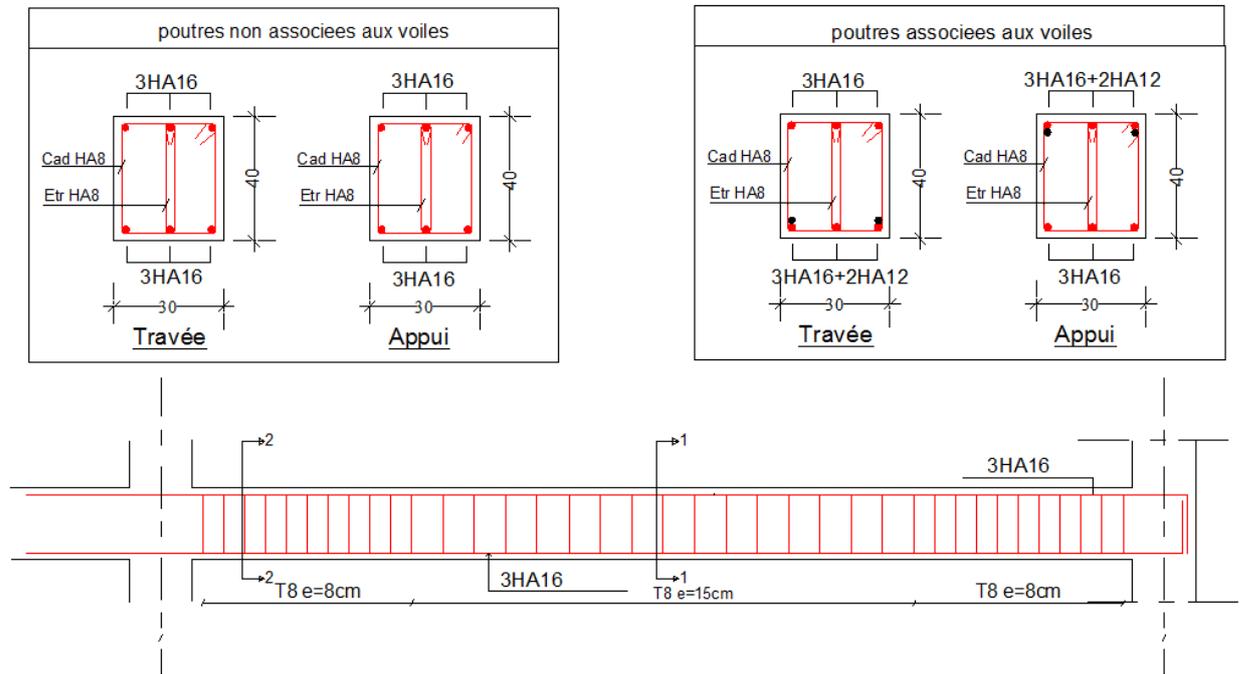


SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX .



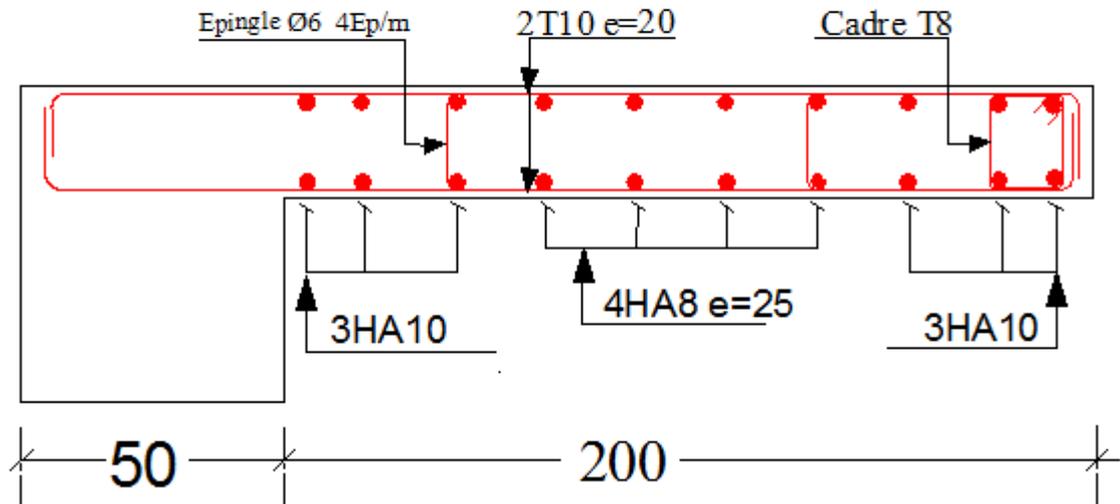


SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES DANS LE RDC



SCHEMA DES VOILES DE CONTRE VENEMENT SENS X-X

VOILE Vx2



FERRAILLAGE DE RADIER GENERALE

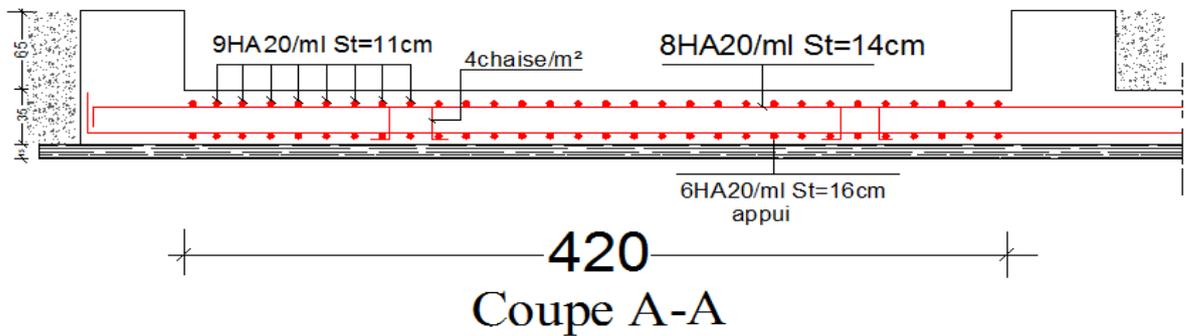
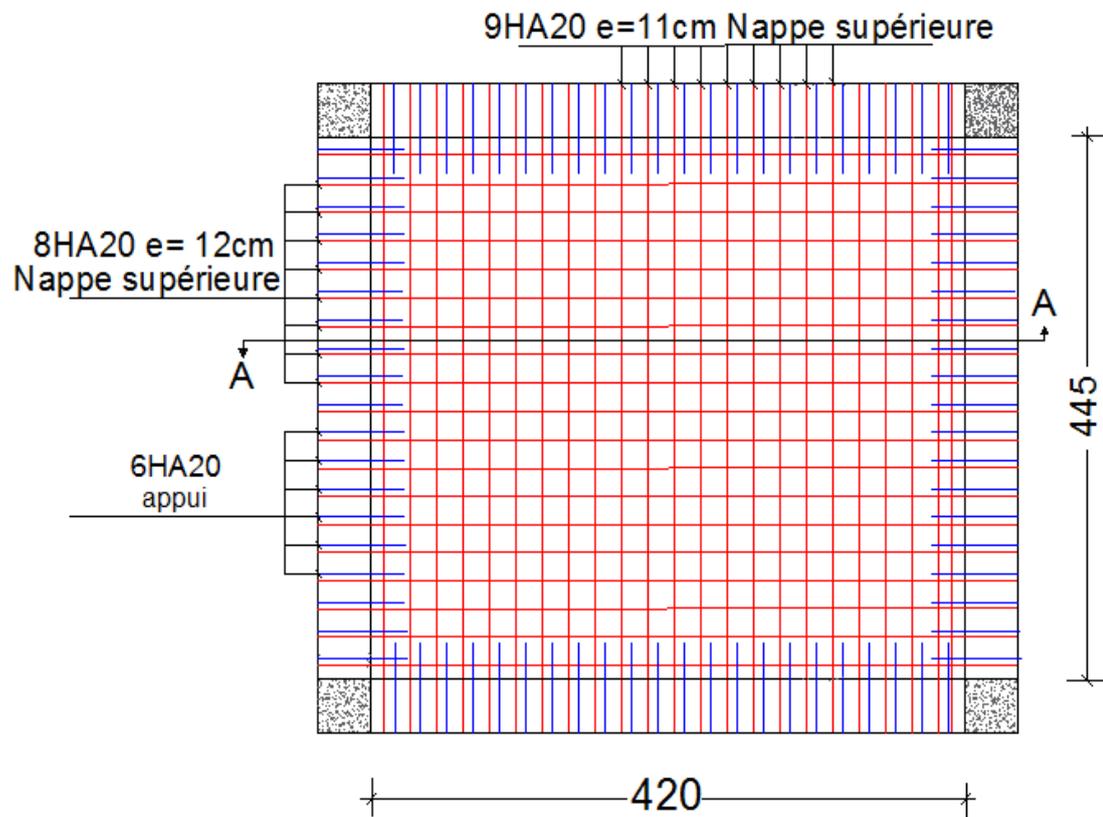


Schéma de ferrailage des nervures

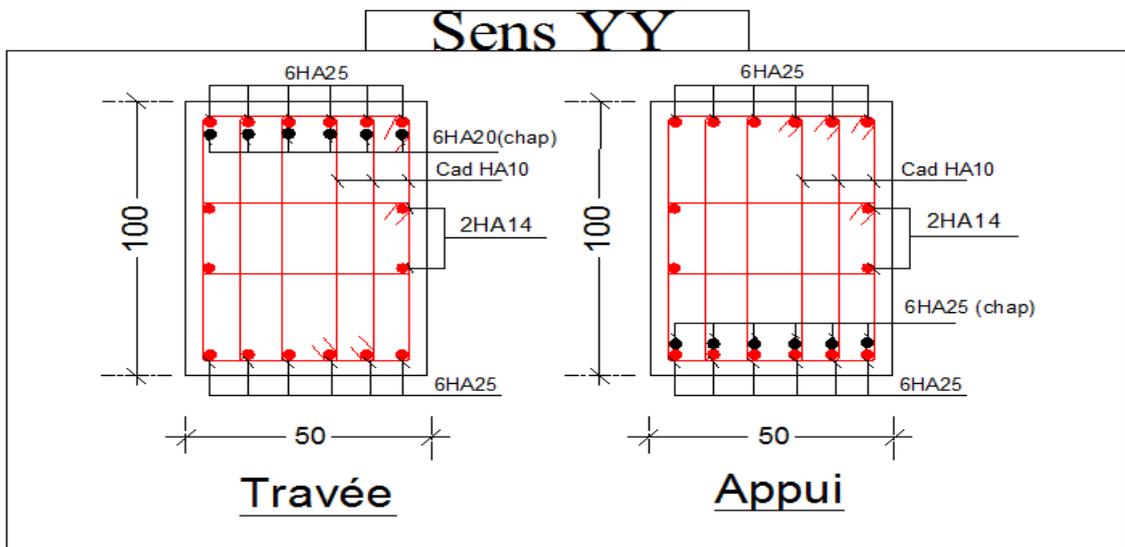
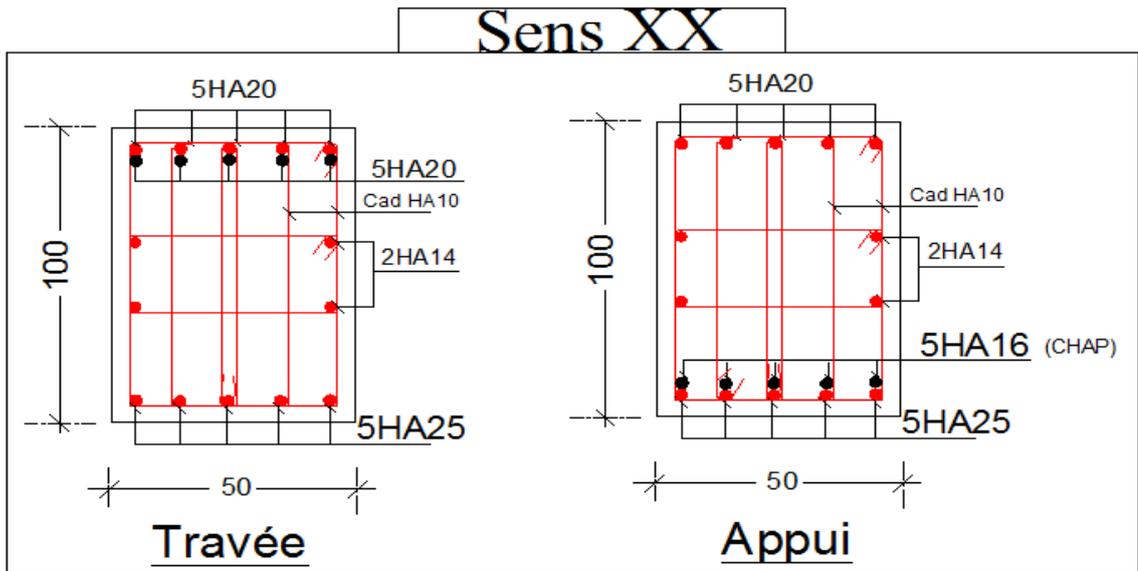
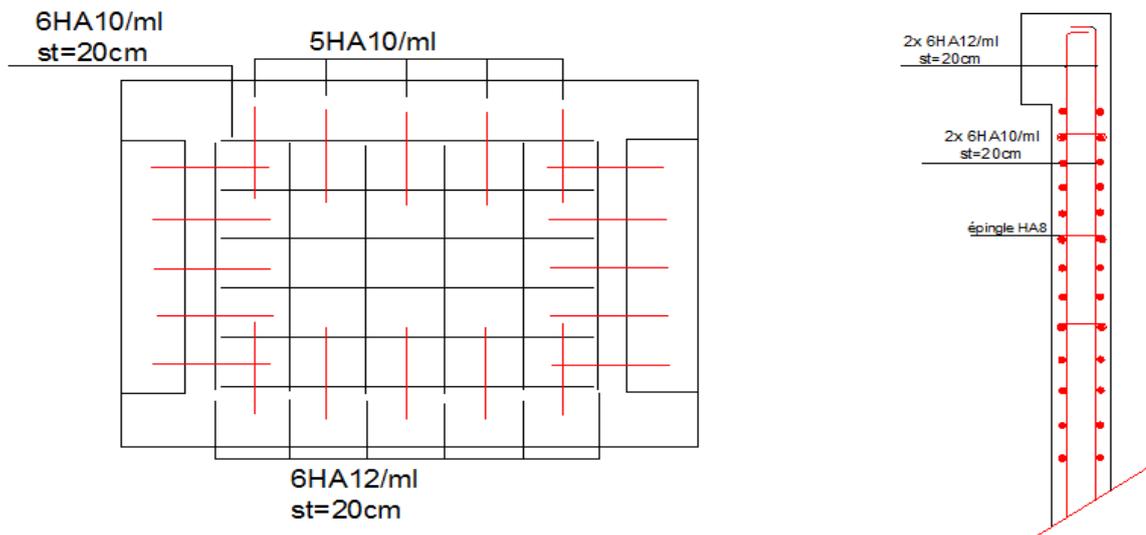


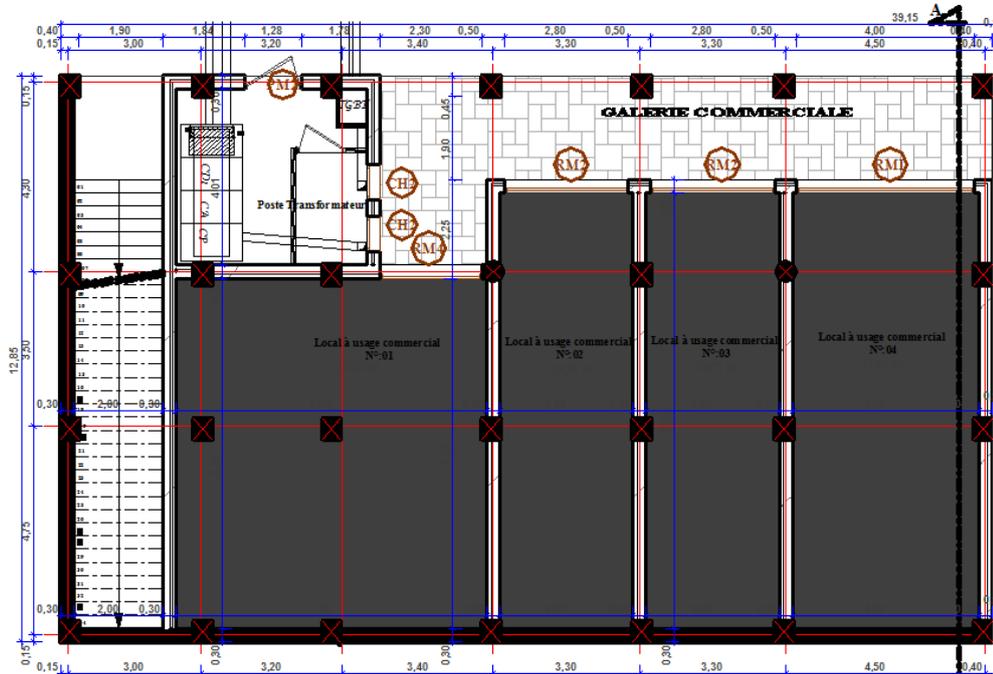
Schéma de ferrailage du voile périphérique



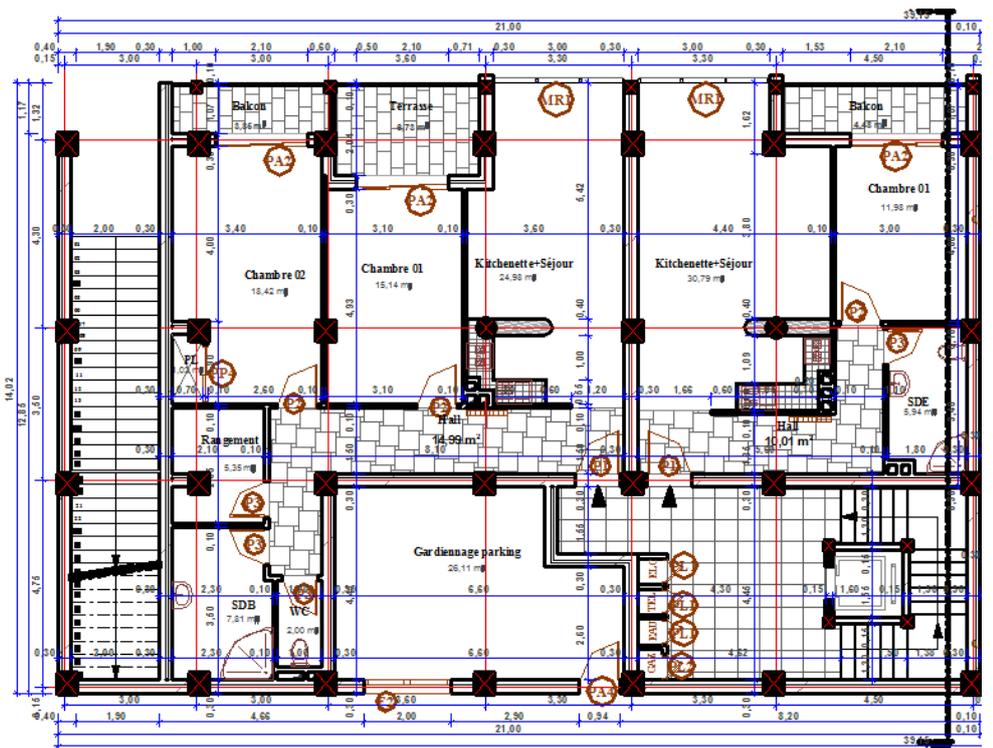
Annexe 3

Les plans d'architectures des différents niveaux

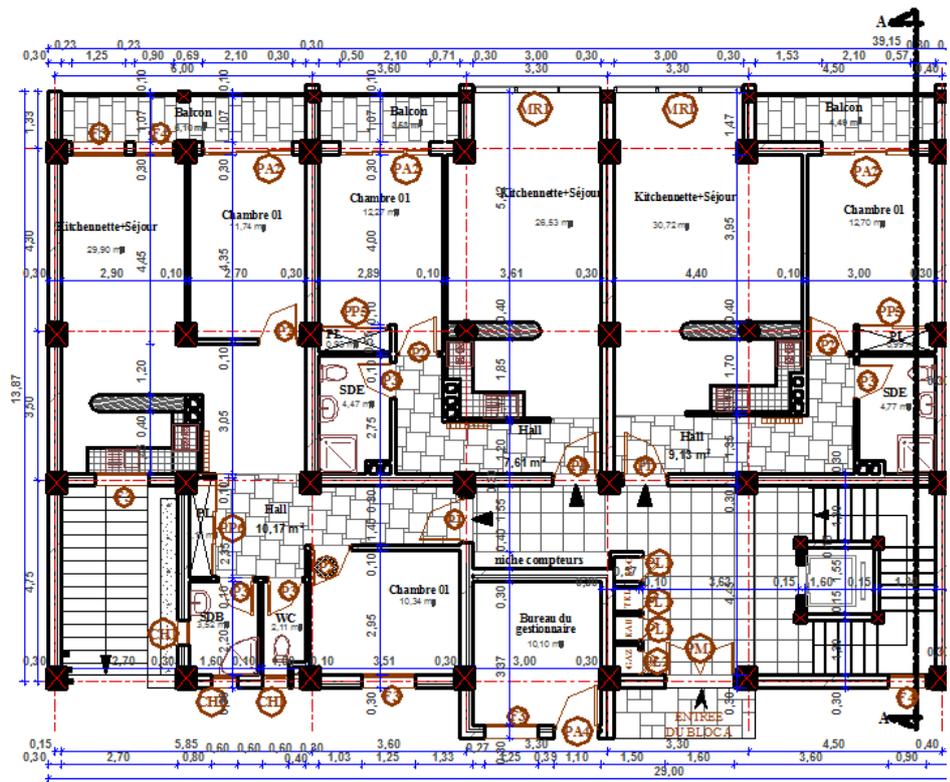
Entre sol 02



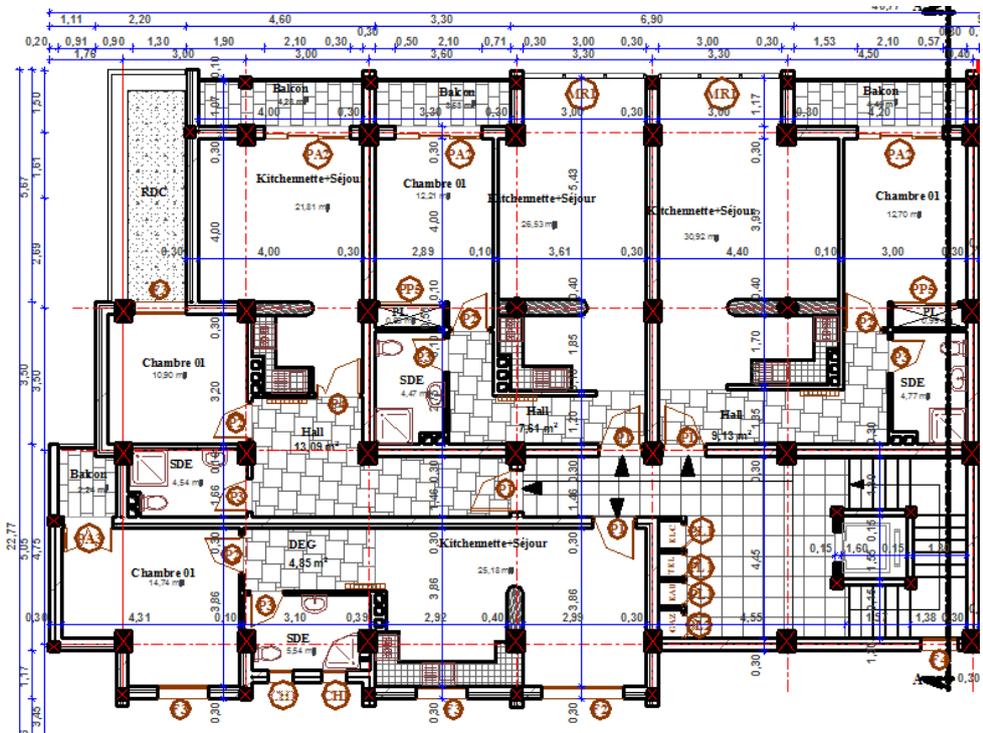
Entre sol 01



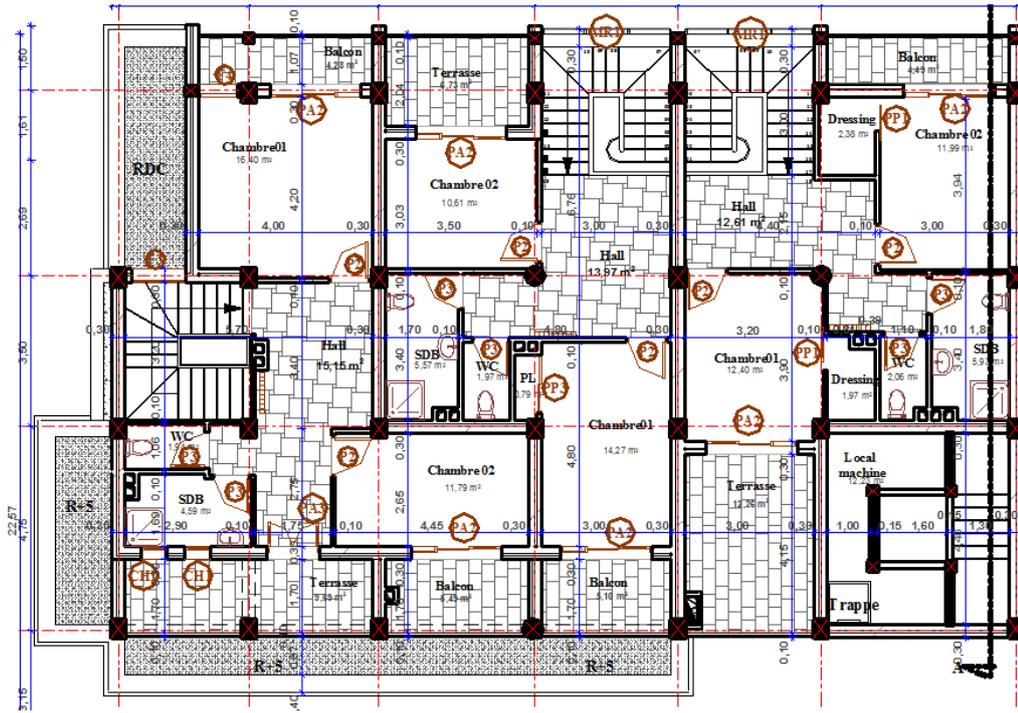
Rez de chaussé



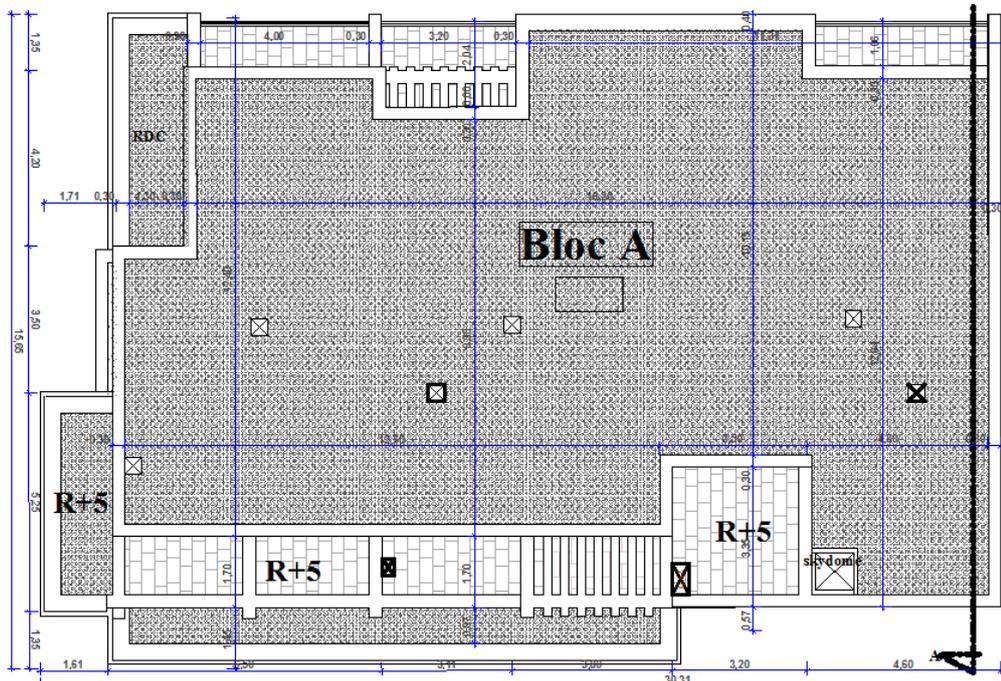
1^{er} au 5^{ème} étage

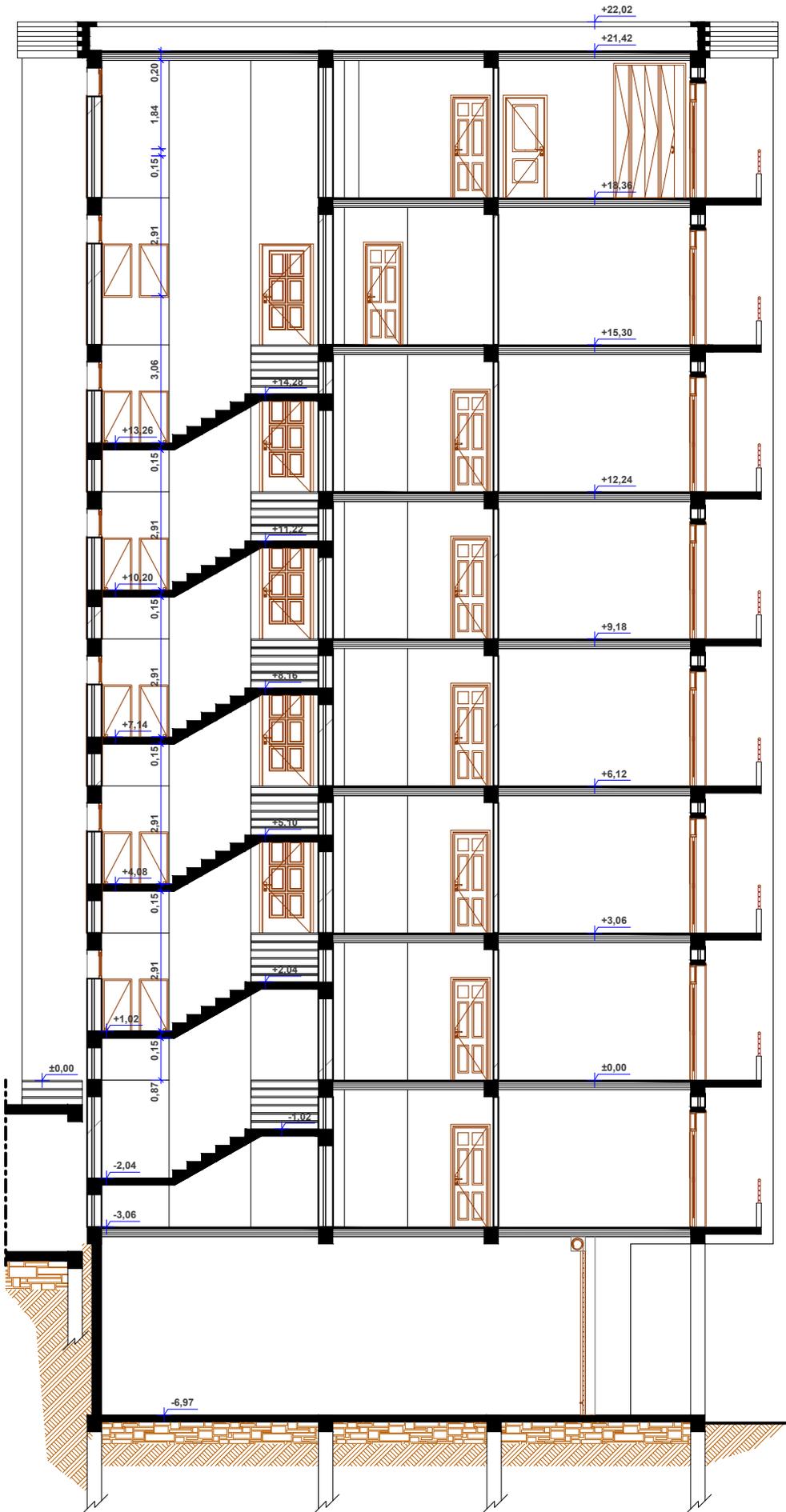


6^{ème} étage



Terrasse inaccessible





X- CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir la *Réalisation d'une promotion immobilière de 05 blocs en R+06 à R+7 + 2 entresols* au lieu dit AACH EL-VAZ wilaya de Bejaïa.

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les sondages pressiométriques, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **1.50 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible **$Q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$** ;
3. Le site est situé sur un terrain *incliné*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction (*plate forme*) par rapport à la cote du terrain naturel ;
4. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité **F_s** .

On a :

- Les talus étaient toujours stables si **$F > 1,5$** ;
- Le glissement était pratiquement inévitable si **$F < 1.5$**

Suite à nos études, nous trouvons deux coefficient de sécurité : **$F_{s1} = 0.63$** inférieur à **1.5** et **$F_{s2} = 1.72 > 1.5$** , le risque d'autant plus grand que F_s diminue. On adopte donc généralement un efficient de sécurité minimum de 1,5 ;

5. Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut alors distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :
 - ✓ Les actions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied),
 - ✓ Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),
 - ✓ Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons),
6. Les terrassements doivent être à effectuer par banquettes intermédiaires afin de vérifier les la stabilité des talus ;

7. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des Argiles marneuses marron en surface et schistes grisâtres en profondeur ;
8. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
9. Selon les valeurs moyennes harmoniques de l'essai pressiométrique calculées selon la formule suivant les Règles Parasismiques Algériennes : (RPA 99/ version 2003 Art 3.3.1 page 26), la classification du site est : **S2**- site ferme ;
10. D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations ;
11. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité **moyenne IIa**. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE DIRECTEUR

