

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Université Echahid HAMMA LAKHDAR D'El Oued -



Faculté de Technologie

Département : Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Spécialité : Matériau en Génie Civil.

Présenté par :

- Habi Abdelhamid
- Khennoufa Mohammed Achraf
- Boughazala Fadjra

Intitulé :

**ETUDE D'UN BATIMENT R+8 A USAGE
D'HABITATION (SYSTEME PORTIQUE
CONTREVENTE PAR VOILE)**

Soutenue le : 03/06 /2024

Devant le jury composé de :

Dr :Masmoudi Fawzi

Président

Université El oued

Dr : Hachem Rafika

Examineur

Université El oued

Dr :Hamda Malek

Encadreur

Université El oued

Dr: Djdid Tarek

Encadreur

Université El oued

Année académique : 2023/2024

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur pour ces orientations et conseils tout au long de ce travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de département de génie civil, veuillez trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jurys qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

SOMMAIRE

Plans d'architecture.

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

1. Introduction.....	4
2. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.....	4
2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
2.2 Données du site.....	4
2.3 Règlements en vigueur.....	4
3. Elément de l'ouvrage.....	5
4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
4.1 Le béton.....	7
4.2 Les armatures.....	11

Chapitre II : Prédimensionnement

1. Introduction.....	15
2. Les planchers.....	15
2.1 Plancher à corps creux.....	15
2.2 Plancher en dalle pleines.....	15
3. Prédimensionnement des poutres.....	16
3.1 Poutres principales.....	16
3.2 Poutres secondaires.....	17
4. Les Poutrelles.....	17
5. L'acrotère.....	18
6. Les escaliers.....	19
7. Les voiles.....	20
8. Détermination des charges et surcharges.....	22
9. Poteaux.....	25
9.1 Prédimensionnement.....	25
9.2 Vérification au flambement.....	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Plancher à corps creux.....	31
1.1 Calcul de la dalle de compression.....	31
1.2 Calcul des poutrelles.....	31
a. Dimensionnement de la poutrelle.....	31
b. Calcul des efforts internes.....	32
b.1 Plancher étages courant.....	33
b.2 Plancher étage de service.....	46
b.3 Plancher étage terrasse.....	54
2. Plancher en dalles pleines.....	61
2.1 Dalle pleine d'ascenseur.....	61

2.2 Dalle salle machine.....	66
2.3 Balcons.....	73
2.4 Porte-à-faux.....	78
3. Calcul des escalier.....	83
4. Calcul de la poutre palière.....	94
5. Calcul de l'acrotère.....	102

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction

IV.2. Objectifs et exigences

IV.3. Méthodes de calcul

IV.4. Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Conclusion

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

V.2. Étude des poteaux

V. 3. Etude des poutres

V.4. Etude des voiles

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI-1- Introduction :

VI-2- Etude de sol :

VI-3- Choix du type de fondation :

VI-4- Vérification de type de fondation

VI-5- Semelles isolée :

VI-6- Pré dimensionnements des semelles filants :

VI-6-1- Semelle continue sous quatre poteaux:

VI-6-2- Semelle continue sous trois poteaux et voile :

VI-6-3- Semelle filante sous voile :

VI-7- Mur de soutènement :

VI-7-1- Evaluation des charges :

VI-7-2- Ferrailage :

VI-7-3- Vérification de la section d'acier A L'ELS :

VI-7-4- Vérification de l'effort tranchant :

VI-8- Fondation de mur de soutènement:

VI-9- Les longrines :

VI-9-1- Introduction :

VI-9-2- Pré dimensionnement :

VI-9-3- Sollicitations :

Conclusion générale

Liste des figures :

Figure I.1. Diagramme parabole – rectangle des contraintes – déformations du béton à l’ELU de résistance.....	9
Figure I.2. Diagramme contraintes – déformations du béton à l’ELS	10
Figure I.3. Diagramme contraintes déformations des aciers à l’ELU.....	11
Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux.....	15
Figure II.2. Schéma des poutrelles.....	17
Figure II.3. Coupe transversale d’une poutrelle.	18
Figure II.4. Coupe verticale de l’acrotère	18
Figure II.5. Schéma de l’escalier	19
Figure II.6. Vue en plans de l’escalier (étage courant)	19
Figure II.7. Coupe verticale d’escalier (étage courant)	19
Figure II.8. Coupe verticale d’escalier (RDC)	20
Figure II.9. Coupe de voile en élévation	20
Figure II.10. Coupe de voile en plan	21
Figure II.11. Plancher terrasse inaccessible	22
Figure II.12. Plancher étage courant	22
Figure II.13. Coupe verticale du mur extérieur	24
Figure II.14. Surface afférente du poteau le plus sollicité	25
Figure II.15. Schéma de dégression des surcharges	27
Figure III.1. Dimensions de la poutrelle	31
Figure III.2. Diagramme des moments à l’ELU (étage courant) type1.....	35
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage courant) type1	36
Figure III.4. Diagramme des moments à l’ELS (étage courant) type 1	37
Figure III.5. Diagramme des moments à l’ELU (étage courant) type 2	38
Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage courant) type2	39
Figure III.7. Diagramme des efforts tranchants à l’ELS (étage courant) type 2	40
Figure III.8. Disposition des armatures dans la poutrelle d’étage courant	45
Figure III.9. Diagramme des moments à l’ELU (étage de service)	47
Figure III.10. Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage de service)	47
Figure III.11. Diagramme des moments à l’ELS (étage de service)	48
Figure III.12. Disposition des armatures dans la poutrelle d’étage de service	53
Figure III.13. Diagramme des moments à l’ELU (étage terrasse) type 1	55
Figure III.14. Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage terrasse) type1	56
Figure III.15. Diagramme des moments à l’ELS (étage terrasse) type1	56
Figure III.16. Diagramme des moments à l’ELU (étage terrasse) type2	57
Figure III.17. Diagramme des efforts tranchants à l’ELU (étage terrasse) type2	58
Figure III.18. Diagramme des moments à l’ELS (étage terrasse) type2	58
Figure III.19. Disposition des armatures dans la poutrelle d’étage terrasse	60
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle d’ascenseur	65
Figure III.21. Représentation schématique de la salle machine	66
Figure III.22. Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen....	67
Figure III.23. Schéma du ferrailage de la dalle salle machine	72
Figure III.24. Schéma statique de calcul du balcon	73
Figure III.25. Schéma de Ferrailage des balcons	77

Figure III.26. Schéma statique de calcul du porte-à-faux	78
Figure III.27. Ferrailage porte-à-faux	82
Figure III.28. Coupe verticale de l'escalier à calculer	83
Figure III.29. Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELU	83
Figure III.30. Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU.....	85
Figure III.31. Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELS	88
Figure III.32. Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS	90
Figure III.33. Schéma de ferrailage des escaliers	93
Figure III.34. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	94
Figure III.35. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	98
Figure III.36. Schéma de ferrailage de la poutre palière	101
Figure III.37. Diagramme des efforts internes (M, N, T)	102
Figure III.38. Ferrailage de l'acrotère	105
Fig.IV.1. Spectre de calcul	
Fig.IV.2. 1 ^{ère} disposition des voiles	
Fig IV.3. 1 ^{er} mode de déformation	
Fig. IV.4. 2 ^{ème} Disposition des voiles	
Fig. IV.5. Disposition adopté	
Fig. IV.6. 1 ^{er} Mode de déformation	
Fig. IV.7. 2 ^{ème} Mode de déformation	
Fig. IV.8. 3 ^{ème} Mode de déformation (torsion)	
Fig. V. 1. La zone nodale	
Fig. V.2 : Section d'un poteau	
Fig. V3. Longueur de recouvrement	
Fig. V. 4 : Disposition constructive des armatures des poteaux	
Fig V. 5 : Schémas de ferrailage des poteaux	
Fig.V. 6: Longueur de recouvrement	
Fig. V.7 : Schéma de la zone nodale	
Fig. V. 8. armature transversal dans les zones nodales	
Figure VI- 1 Schéma d'une semelle isolée.....	
Figure VI- 2 schéma d'une Semelle continue sous quatre poteaux. ..	
Figure VI- 3 Ferrailage en travée	
Figure VI- 4 Ferrailage en appui.	
Figure VI- 5 schéma d'une Semelle continue sous trois poteaux voile.	
Figure VI- 6 Ferrailage en travée.	
Figure VI- 7 Ferrailage en appui	
Figure VI- 8 Ferrailage de semelle filant sous voile 1	
Figure VI- 9: Ferrailage de semelle filant sous voile 2	
Figure VI- 10 Schéma de mur de soutènement.	
Figure VI- 11 Ferrailage de mur de soutènement.	
Figure VI- 12 Schéma d'une fondation du mur de soutènement	
Figure VI- 13 Diagramme des moments	
Figure VI- 14 : diagramme des efforts tranchant.	
Figure VI- 15 : Ferrailage en travée.	
Figure VI- 16: Ferrailage en appui	
Figure VI- 17 : Ferrailage de longrine.	

Liste des tableaux :

Tableau I.1. Coefficient en fonction de la durée.....	9
Tableau I.2. Caractéristiques des aciers.....	12
Tableau II.1. Charges et surcharges pour le plancher terrasse inaccessible	22
Tableau II.2. Charges et surcharges pour le plancher étage courant	22
Tableau II.3. Charges et surcharges pour le balcon en dalle pleine	23
Tableau II.4. Charges et surcharges pour le porte-à-faux en dalle pleine	23
Tableau II.5. Charges et surcharges pour la dalle pleine d'ascenseur	23
Tableau II.6. Charges et surcharges pour l'acrotère	23
Tableau II.7. Charges et surcharges pour la volée d'escaliers	24
Tableau II.8. Charges et surcharges pour le palier d'escaliers	24
Tableau II.9. Charges et surcharges pour le mur extérieur	24
Tableau II.10. Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité	28
Tableau III.1. Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage courant	40

Tableau III.2. Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage service	48
Tableau III.3. Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage terrasse	58
Tableau III.4. Récapitulatif du ferrailage de la dalle d'ascenseur	63
Tableau III.5. Ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur à l'ELS	64
Tableau III.6. Ferrailage de la dalle pleine à l'ELU (salle machine)	70
Tableau III.7. Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS (salle machine)	

Tableau IV. 10 : Valeurs des section

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements relatifs

Tableau IV.12 : Vérification des effets P- Δ

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales

Tableau. V.2 : Les sollicitations dans les poteaux

Tableau. V.3 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Tableau. V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Tableau. V.5 : Vérification de l'effort normale ultime

Tableau. V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau. V.7 : vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux

Tableau.V.8: Les armatures longitudinales dans les poutres

Tableau. V.9 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau. V.10 : calcul d'espacements des barres

Tableau. V.11 : Vérification au cisaillement

Tableau. V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Tableau. V.13 : vérification des conditions de la flèche

Tableau. V.14 : Moments résistants dans les poteaux

Tableau. V.15 : Vérification des zones nodales

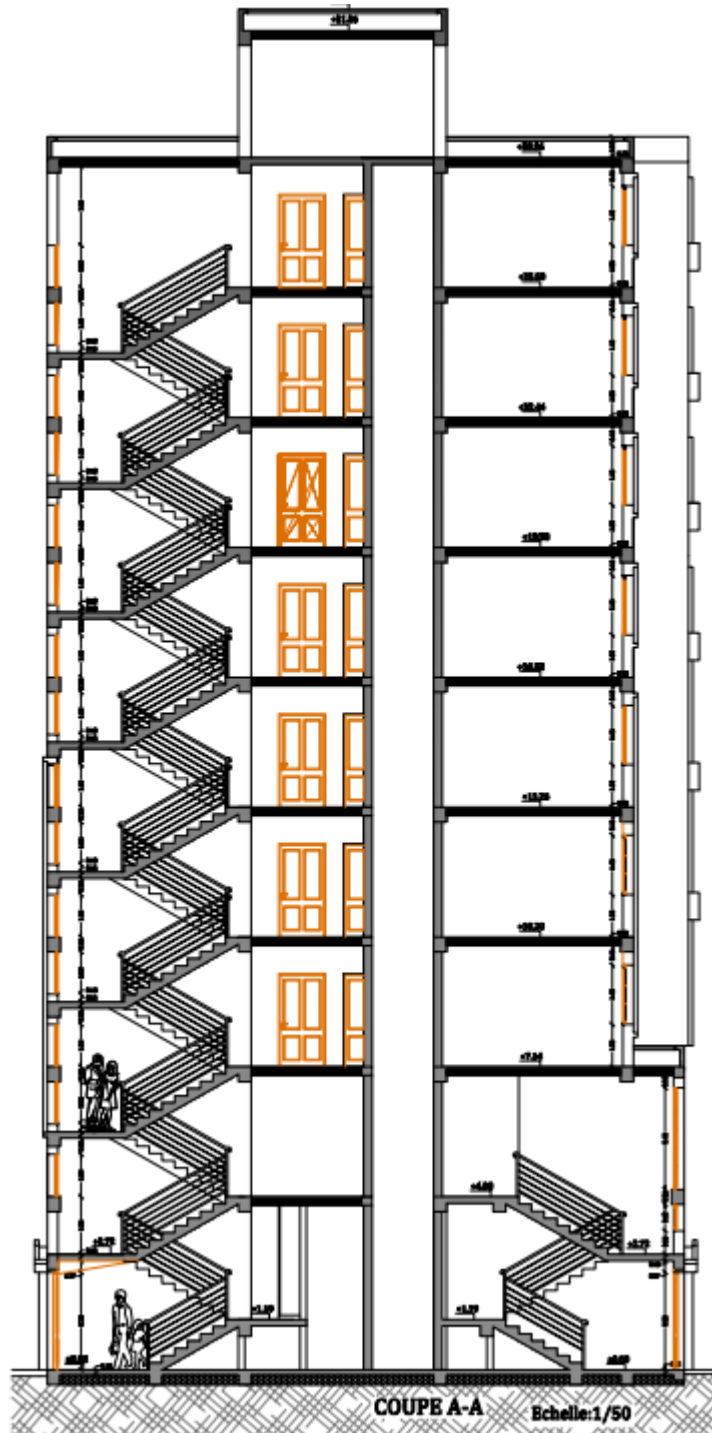
Tableau. V. 16 : Sollicitations de calcul dans les voiles

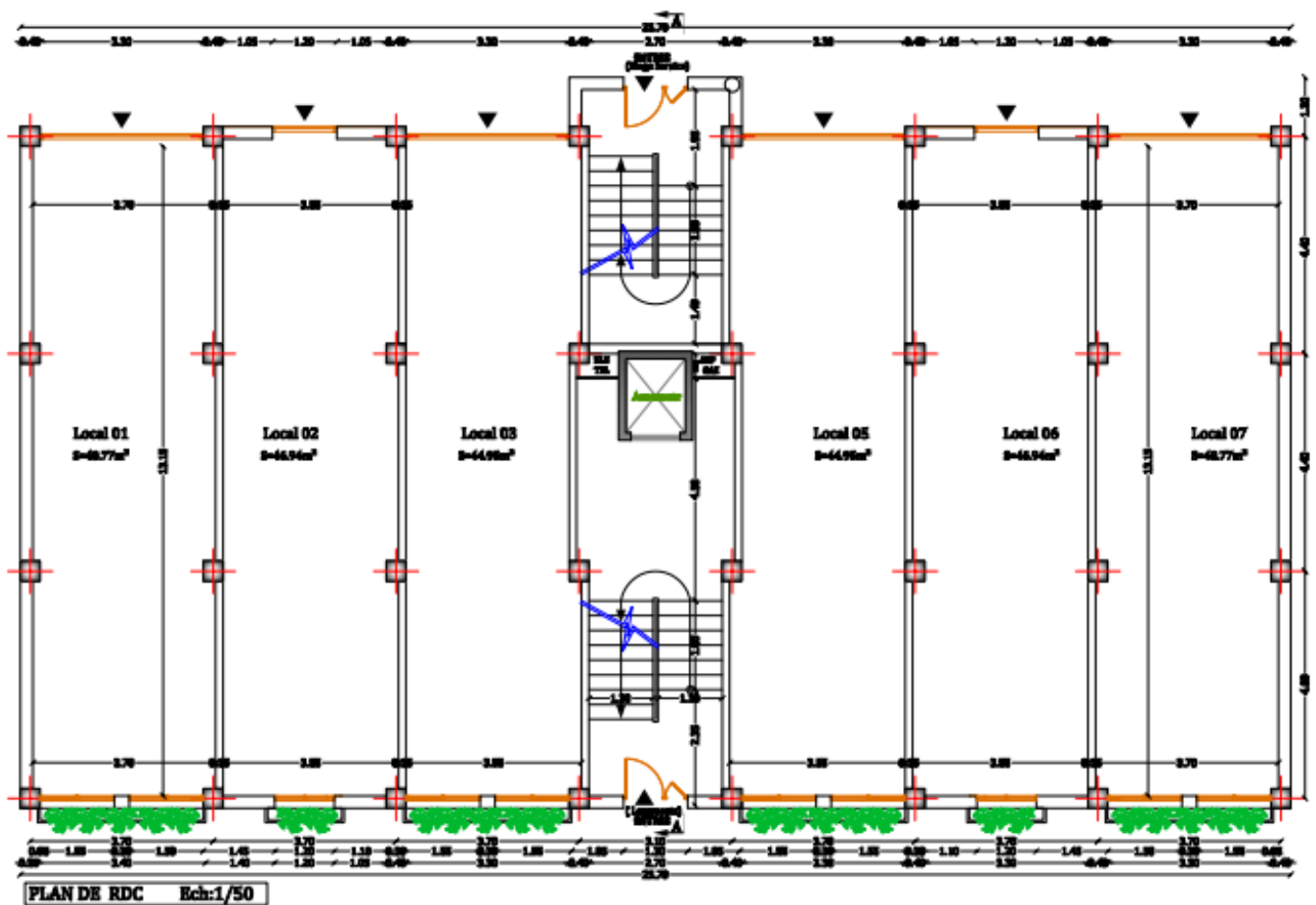
Tableau V.17. Ferrailage des voiles // à x-x' L=1.2 m

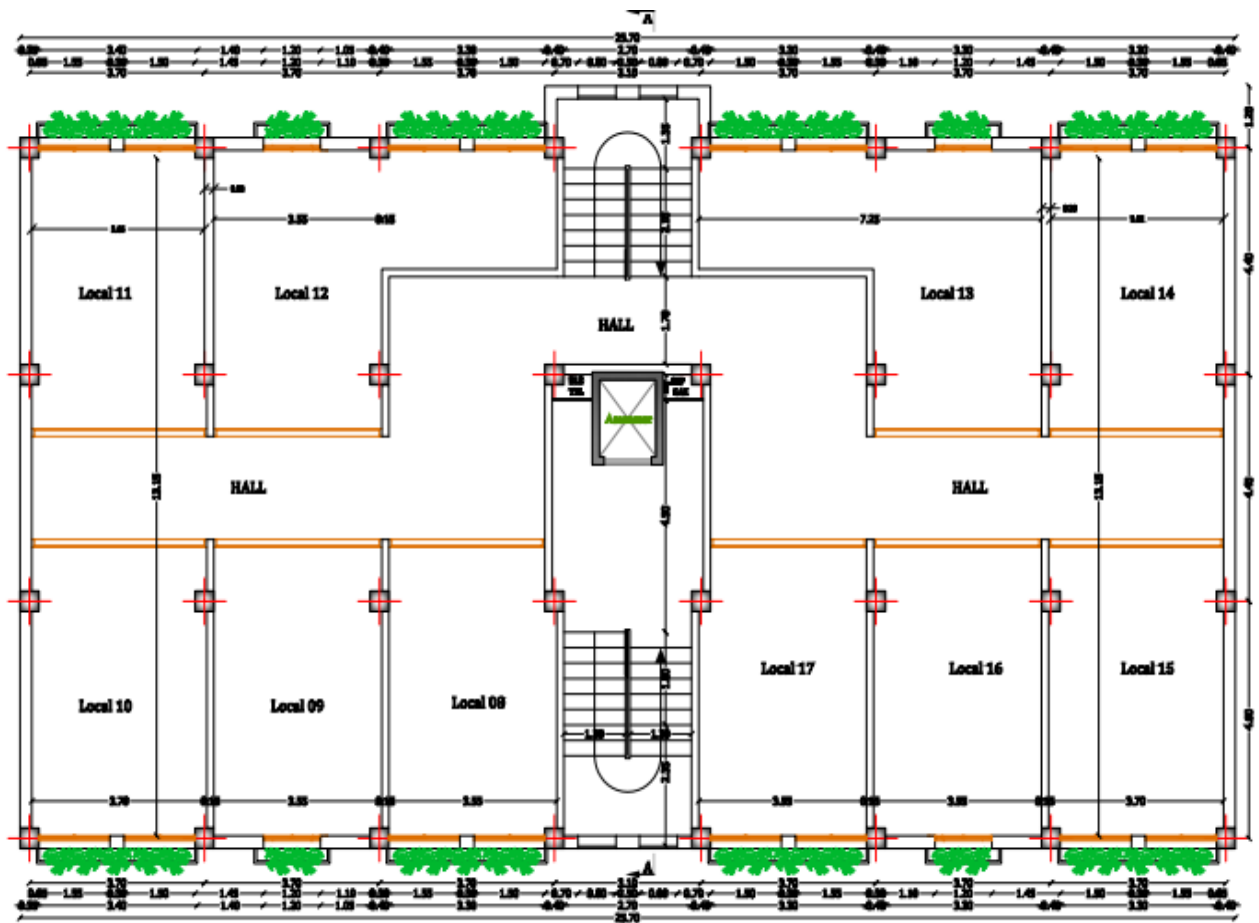
Tableau V.18. Ferrailage des voiles // à y-y' L=1.5 m

Plans d'architecture



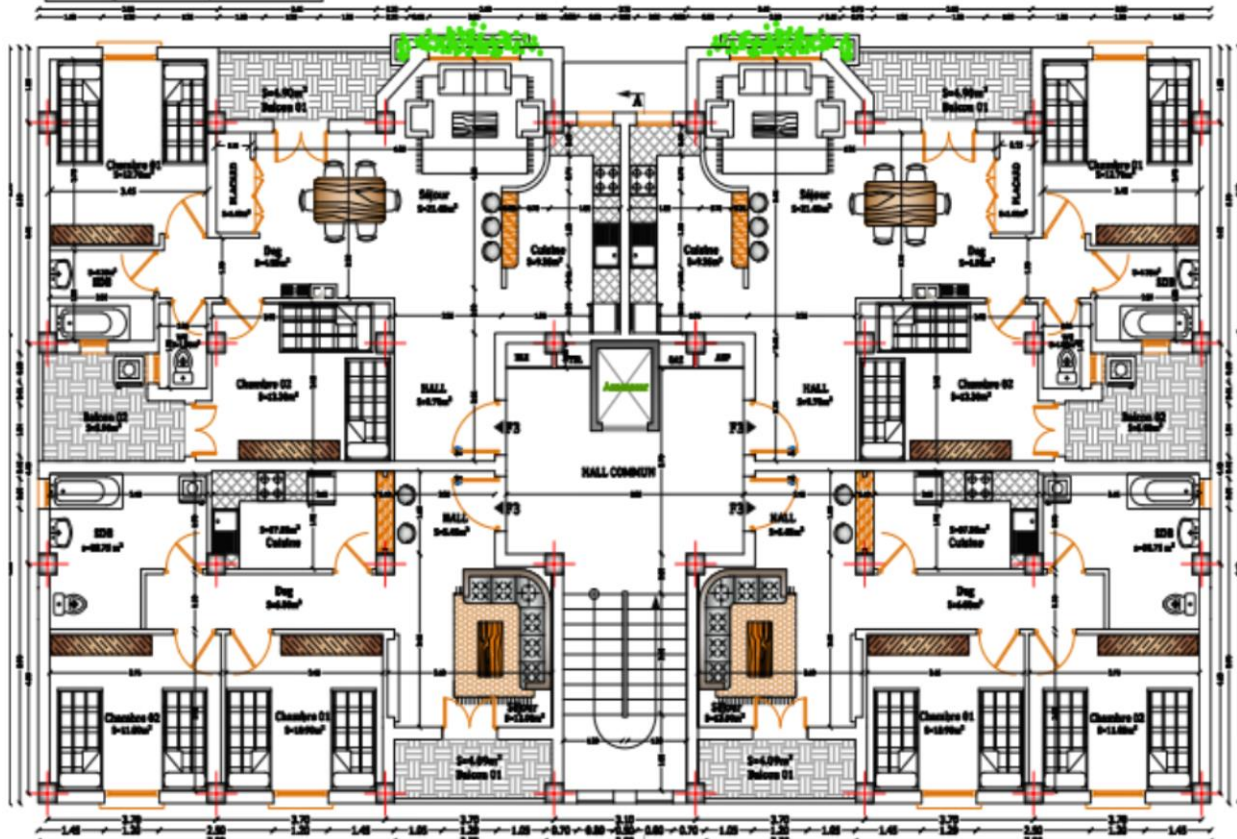






PLAN DE ETAGE DE SERVICE Ech: 1/50

PLAN STAGE 4 BCEL/DV



Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les réalisations et les constructions civiles.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

A ce titre, le projet de fin d'étude a pour but de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité, il sert également à apprendre et maîtriser les ficelles du métier au sein d'une équipe et se familiariser avec les données des établissements.

En outre, il permet d'acquérir les différentes qualités qu'on doit avoir afin de progresser et de préparer sa future carrière, aussi il permet d'apprendre l'utilité du travail en groupe et l'importance des relations humaines concernant le contact de l'ingénieur vis-à-vis les techniciens et ses autres collègues.

D'ailleurs, ce rapport traduit les résultats des différentes activités, recherches et études pour la réalisation du projet de fin d'étude dont le thème est : « Etude d'un immeuble en béton armé 'R+8' à usage multiple » manuellement.

Chapitre I

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

2. Présentation et caractéristiques de l'ouvrage :

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R + 8 en béton armé à usage multiple à savoir :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Un étage de service à usage de bureaux.
- Du 2^{ème} au 8^{ème} étage à usage d'habitations.

Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée selon les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48mètres, ce qui nous conduit à le classer dans le groupe d'usage 2 (RPA99/version2003 article 3.2).

2.1 Caractéristiques géométriques :

La structure présente une forme de rectangle dont les dimensions sont :

- Longueur totale..... $L_x = 25.70m$.
- Larguer totale..... $L_y = 15.1m$.
- Hauteur totale..... $H = 31.56m$.
- Hauteur du RDC..... $h_{rdc} = 4.08m$.
- Hauteur d'étage..... $h_{étage} = 3.06m$.

2.2 Données du site :

- Ce bâtiment sera implanté dans une zone de moyenne sismicité qui est classée par le RPA99/version 2003 (**Zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2bar$.
- Sol moyen $\rightarrow$ Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

2.3 Règlements en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

B.A.E.L 91 révisé 99 ; R.P.A 99 version 2003 ; C.B.A 93 ; D.T.R B.C 2.2.

3. Élément de l'ouvrage :

a. La superstructure :

Elle est constituée de portiques en béton armé avec des voiles de contreventement pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

b. Les planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol et qui permet la transmission des charges aux éléments de contreventements, on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux. -
- Plancher à dalle pleine.

b.1 Plancher à corps creux : Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place, espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b.2 Plancher à dalle pleine : C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur comprise entre 10cm et 20cm ou plus.

c. Les escaliers et l'ascenseur :

c.1 Les escaliers :

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. En outre, les escaliers jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur (IGH) tel que le nôtre. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

Par conséquent, notre bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

Le bâtiment comporte deux cages d'escaliers et un ascenseur qui permettent d'accéder aux différents étages de la structure.

Les escaliers sont constitués de palier de repos et paillasse en béton armé construit en même temps que l'ossature d'étage et seront coulés sur place.

c.2 L'ascenseur :**○ Définition :**

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et constitution permettent manifestement l'accès aux personnes se déplaçant le long du guide vertical.

L'ascenseur est composé de ces trois composant essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

○ Les caractéristiques de l'ascenseur :**i. Classification des ascenseurs :**

Du point de vue de la sécurité, les appareils sont répartis en trois groupes :

- Groupe I : Appareils transportant habituellement ou occasionnellement des personnes.
- Groupe II : Appareils dont l'emploi est interdit pour le transport des personnes, mais où celles-ci ont accès pour le chargement et le déchargement des charges transportées.
- Groupe III : Appareils dont les dimensions ou la constitution s'opposent manifestement à l'accès des personnes.

Pour notre cas, l'appareil qui nous convient est du groupe I.

ii. Cabine :

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter. Le type de cabine adopté pour notre bâtiment (Cabine métallique avec parois closes) dont le poids propre est estimé à ($P = 1640 \text{ kg}$).

Dans le cas de charge dénommée « utilisation normale, fonctionnement », la masse mobile ($P + Q$) de la cabine doit être multipliée par le facteur d'impact ($k_2 = 1.2$) pour tenir compte du freinage brutal induit lors du déclenchement d'un système électrique de sécurité ou d'une coupure accidentelle de l'alimentation électrique.

iii. Contrepoids :

Organe mobile de l'ascenseur ou du monte-charge circulant le long du guide vertical et constitué par une masse pesante dont le poids est (1600 kg) contrebalance celui de la cabine et d'une partie de la charge.

iv. Coulisseaux :

Pièces fixées sur l'étrier de la cabine ou de contrepoids afin d'en assurer la liaison avec les guides (9 kg/ml).

v. Etrier :

Ossature métallique attelée aux organes de suspension et portant la cabine ou le contrepoids. Son poids est compris dans celui de la cabine.

vi. Tambour ou treuil :

Cylindre fileté sur lequel s'enroule et est fixé le câble de la cabine et celui du contrepoids.

L'ensemble du mécanisme d'entraînement de câble de suspension de la cabine et du contrepoids. Il se compose essentiellement :

- d'un moteur et de son accouplement.
- d'un système de freinage.
- d'un réducteur de vitesse actionnant soit une poulie motrice, soit un tambour, soit un pignon.

Tous ces organes sont assemblés sur un bâti dont le poids total avec celui du câble de suspension est estimé à (400 kg).

vii. Dimensions de la cabine par rapport à la charge :

Pour les appareils du groupe I laissés à la libre disposition des usagers, la correspondance entre la charge nominale en kilogrammes, le nombre de personnes et la surface utile de la cabine en mètres carrés sont les suivants :

- Charge nominale $Q = 450 \text{ kg}$.
- Nombre de personnes 9.
- Surface utile maximale de la cabine $2,7 \text{ m}^2$ soit $(1,50 \times 1,80)$. - La hauteur de la cabine est de : $2,20 \text{ m}$.

c. La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : Ils sont composés d'une double cloison en briques de 20 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : Ils sont constitués d'une simple cloison de séparation en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d. Les revêtements :

Le revêtement horizontal est réalisé en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Le revêtement vertical est en mortiers de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les murs de salle de d'eau.

e. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :**4.1 Le béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, ...). Ce matériau nous offre des particularités intéressantes comme :

- Ses caractéristiques mécaniques.
- Sa bonne durabilité.
- Il est composé de matériaux abondants dans la nature disponible directement comme les graviers et les sables et indirectement comme le ciment.

a. Résistance caractéristique à la compression du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur puis écrasée en compression centrée.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
Pour un nombre de jours $j \leq 28 \text{ jours}$, la résistance f_{cj} du béton suit les lois suivantes :

$$\text{Béton à résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$\text{Béton à haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour notre projet on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance caractéristique à la traction du béton :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$ avec $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$ (**BAEL 91, Art. A-5-2-11**) Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

c. Modules d'élasticités :

C'est le rapport entre la contrainte appliqué et la déformation relative.

d.1 Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané E_{ij} est donné par :

(Art A 2.1 21 BAEL91)

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}.$

Le Module d'élasticité longitudinal différé E_{Vj} est donné par : (**Art A 2.1 22 BAEL91**)

$$E_{Vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}.$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{Vj} = 10819 \text{ MPa}.$

La valeur du module de déformation croît avec la résistance à la compression du béton.

d.2 Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

• Coefficient de poisson ν : (Art A2.1.3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale ε_t et la déformation relative longitudinale ε_l et vaut :

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

est pris égal à :

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

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

d. Notion des états limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

† à E.L.U.R :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis-à-vis de :

- La résistance de toute la structure. - L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

(Art A4.3.41 BAEL91)

$$f_{bc} = 0.85 \gamma_b f_{c28}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ en situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Durée d'application	$t > 24h$	$1h < t < 24h$	$t < 1h$
θ	1	0.90	0.85

Tableau I.1 : Coefficient en fonction de la durée.

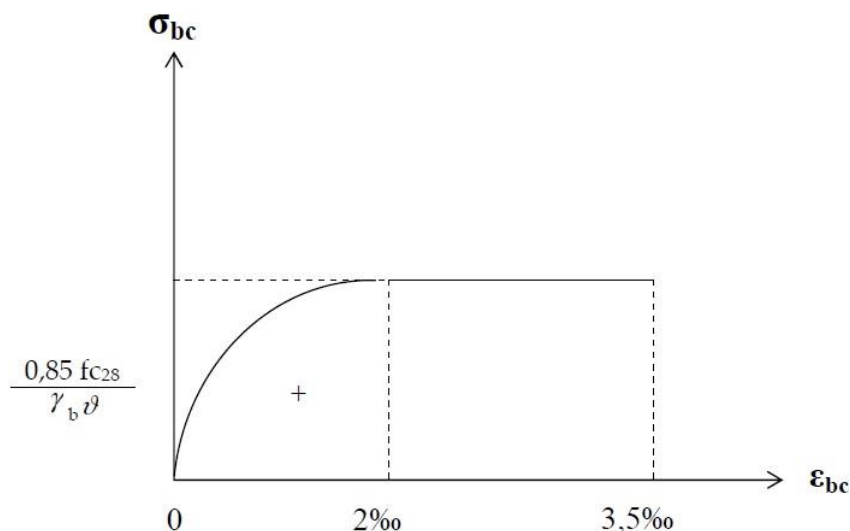


Figure I.1 : Diagramme parabolique – rectangle des contraintes – déformations du béton à l'ELU de résistance

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ϵ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

Hypothèses de calcul à l'état limite ultime (ELU) : (Art A 4.3 ,2 BAEL91) -

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. - La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \epsilon$) de calcul du béton utilisé est le diagramme parabole rectangle, lorsque la section est entièrement comprimée sinon, c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

† à l'ELS : (Art A.4.5 ,2 BAEL91)

C'est l'état au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites (ouverture de fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations ou fatigue, perte d'étanchéité) ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Hypothèses de calcul à l'état limite de Service (E L S) :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. - La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques. - On définit un coefficient d'équivalence par la relation $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ (forfaitaire)

$$E_b$$

avec :

○ E_s, E_b : Module de Young de l'acier et du béton respectivement - On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.

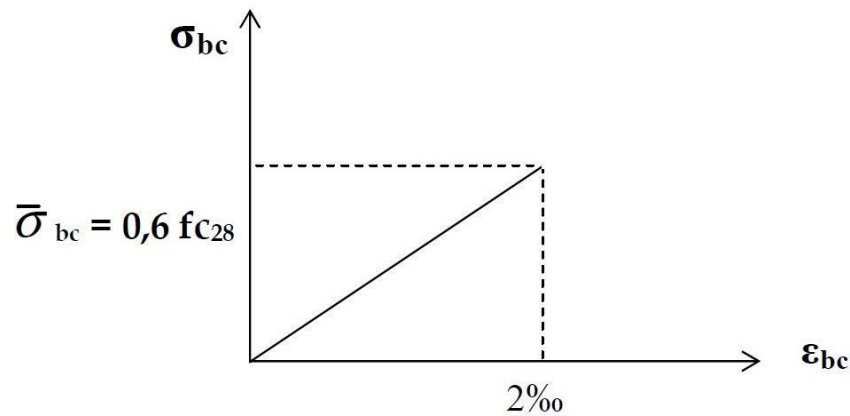


Figure I.2 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS

e. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :

○ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions

suivante : $1.35 G + 1.5 Q$

Où : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques

Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes : **(Art 5.2 du RPA99/version 2003)** Pour les poutres : $0.8 G \pm E$

$$G + Q \pm E$$

Pour les poteaux : $G + Q \pm 1.2E$ (système auto stable)

$$G + Q \pm E \text{ (système mixte)}$$

$$0.8G \pm E$$

Avec : E : l'effort sismique horizontal

.

○ Etat limite de service :

La seule combinaison à considérer est : $G + Q$.

f. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : (Art A5.1, 1 BAEL91)

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = bV_0 \underline{d}$$

b_0 : la largeur de l'âme.

d : la hauteur utile de la poutre.

V_u : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : **(Art a 5.1, 21 BAEL91)**

Cas fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

4.2 Les armatures :

Les armatures en acier Sont des matériaux caractérisés par leur bonne résistance à la

traction qu'en compression dans le cas d'élancements faibles, très durs et très ductiles, qui atteignent des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10‰).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont :

- Haute adhérence *FeE400*..... $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudé (TS) *TS520 (Ø6)*..... $f_e = 520 \text{ MPa}$

a. Module d'élasticité longitudinal : (Art A 2.2, 1 BAEL91)

Il est noté « E_s » sa valeur est constante qu'elle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}.$$

» Diagramme contrainte déformation :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

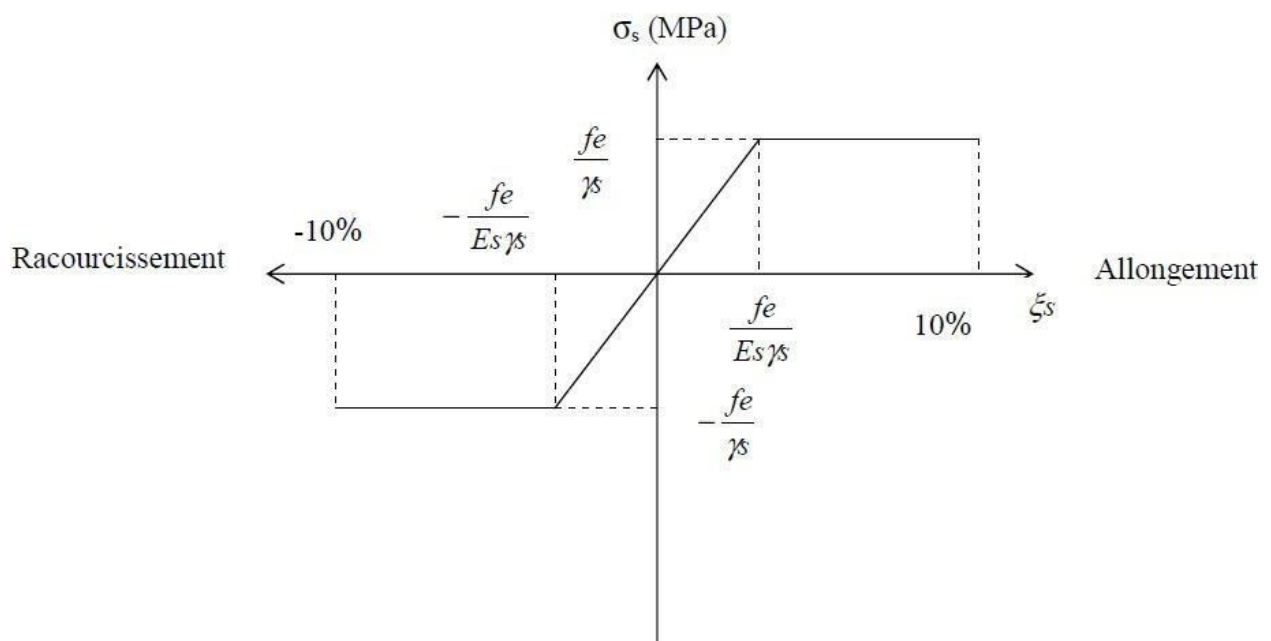


Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations des aciers à l'ELU**b. Limite d'élasticité :**

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \bar{\sigma}_{st}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelle.

Nuance de l'acier	$f_e = 400$ MPa	$f_e = 520$ MPa
Situation courante	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ MPa
Situation accidentelle	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 520$ MPa

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers**c. La contrainte maximale des armatures tendus à l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures)

et cela en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de services d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissurations :

c.1 Fissuration peu nuisible : (Art 4.5, 32 BAEL91)

Cas des éléments situés dans les locaux ouverts, dans ce cas il n'est soumis à aucune condensation donc, il n'y a pas de vérification à effectuer.

c.2 Fissuration préjudiciable : (Art 4.5, 33 BAEL91)

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ en MPa.}$$

c.3 Fissuration très préjudiciable : (Art 4.5, 34 BAEL91)

Dans ce cas, les éléments sont exposés à un milieu agressif, la contrainte de traction des armatures est donc limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa.}$$

Où :

f_e : la limite d'élasticité des aciers utilisés en MPa
 η : coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier :

$\eta = 1.3$ Pour les HA $\emptyset < 6\text{mm}$.
 $\eta = 1.6$ Pour les HA $\emptyset \geq 6\text{mm}$.
 $\eta = 1$ Pour les rond lisses.

d. Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL91)

Cette protection appelée l'enrobage « e », dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs.

L'enrobage de toutes armatures doit au moins être égal à :

- 5 cm : pour les ouvrages de mer ou exposé aux atmosphères très agressives.
- 3 cm : pour les ouvrages soumis à des actions agressives et des ouvrages exposés aux intempéries (pluie, neige) ou en contact avec un liquide (pont...).
- 1 cm pour les parois situées dans les locaux couverts.

✚ Résumé des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés : Béton :

- En compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow \{ f_{bu} f_{bu} = 18^{14.5} \cdot \text{MPa}^2$
MPa cas cas accidentelle courant.
- En traction : $f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

L'acier : $FeE \longrightarrow 400 \quad \{ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa cas}$
courant. $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
cas accidentelle.

- Contrainte limite :

Fissuration peu nuisible : pas de limite.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ en MPa}$.

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$.

Chapitre II

1. Introduction : Le prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeurs des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et aux normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

2. Les planchers :

2.1 Planchers à corps creux : L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche **BAEL91/(Art B.6.8,424)**.

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

Avec : 25 section minimale des poteaux

- L_{max} : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens contraire de la disposition des poutrelles.
- h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm} \quad h_t \geq 435/22.5 = 19.33 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm

avec :

- Hauteur du corps creux : 16 cm
- Hauteur de la table de compression : 4 cm

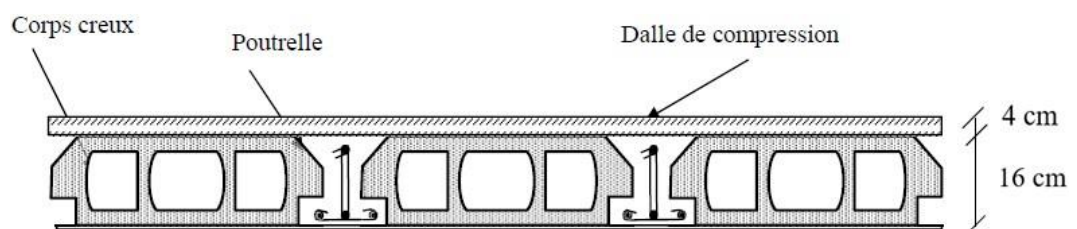


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

2.2 Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine portant dans une direction si $\rho_x = L_x / L_y < 0.4$
- Dalle pleine portant dans deux directions si $0.4 \leq (\rho_x = L_x / L_y) \leq 1$

Avec :

L_x : la plus petite dimension de la dalle (*sens porteur*).

L_y : la plus grande dimension de la dalle.

3. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est

l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue :

- **Les poutres principales** : servent comme appuis aux poutrelles.
- **Les poutres secondaires** : assurent le chaînage.

3.1 Les poutres principales :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où :

- **La hauteur :**

$$L_{max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 29 \leq h_t \leq 43.5.$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

- **La largeur**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t. \longrightarrow 16 \leq b \leq 28.$$

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

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

✚ Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003(article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \\ \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right. \longrightarrow (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1})$$

$$h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3.2 Les poutres secondaires :

- La hauteur : On a :

$$L_{max} = 370 - 25 = 345 \text{ cm} \longrightarrow \frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \longrightarrow 23 \leq h_t \leq 34.5 \quad \text{On prend : } h_t = 30 \text{ cm}$$

- La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t. \quad 12 \leq b \leq 21. \text{ On}$$

$$\text{prend : } b = 20 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003(article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

$$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\{h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \longrightarrow (\text{RPA 99 version 2003}$$

$$\text{Art.7.5.1) } h/b = 30/20 = 1.5 \leq 4 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Section des poutres adoptées :

- Sens Y-Y : (poutres principales) : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Sens X-X : (poutres secondaires) : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

4. Les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

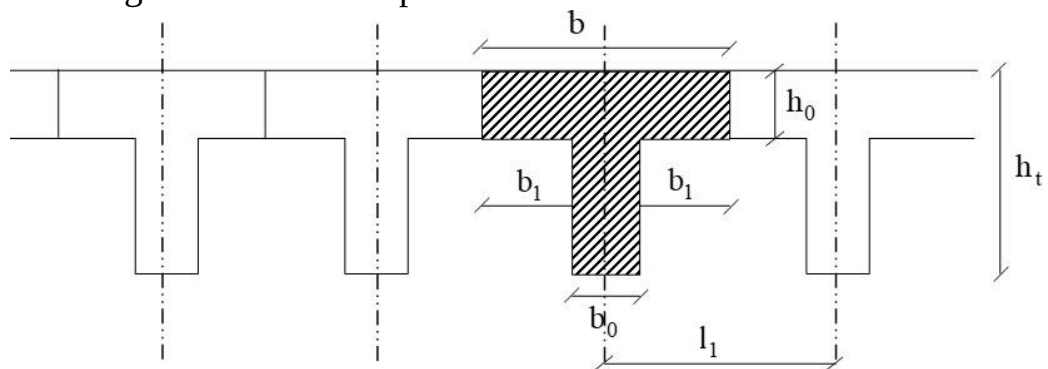


Figure II.2 :Schéma des poutrelles.

16 cm Epaisseur de corps creux.

$$h_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow \{4 \text{ cm Epaisseur de la dalle de compression.}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

$$b^1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

Selon le B.A.E.L 83[1] { $b^1 \leq \frac{L}{10}$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

Avec : L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 370 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 37 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{370}{10} \\ 6 \times 4 \leq b_1 \leq 8 \times 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min\{24 ; 37 ; 32\}$ on prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

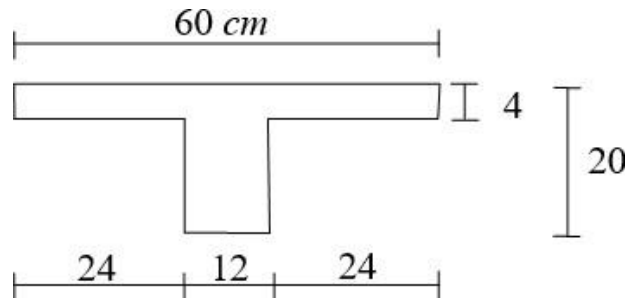


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

5. L'acrotère :

C'est un élément structural contournant le bâtiment, son rôle est d'assurer la sécurité totale de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où il forme un écran.

Cet acrotère sera assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse

.

Cette dernière sera soumise à un effort G due à son poids propre et à un effort

latéral Q de la main courante provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

- **Caractéristiques géométriques :** La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.
L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.
L'enrobage : $c = \acute{c} = 2 \text{ cm}$. La surface :

$$S = [0.1 \times 0.6 + 0.1 \times 0.1 - (0.1 \times 0.02 / 2)]$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2.$$

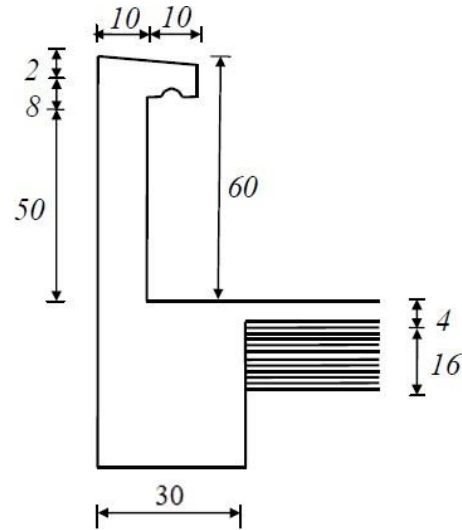


Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère.

6. Les escaliers : Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

- La hauteur " h " des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur " g " (*Giron*) se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :
- $0.60 \leq g + 2h \leq 0.64$.
- Où $g = L_0 / n - 1$ et $h = H_0 / n$
-

Avec : $\{n$: nombre de contre marc

$n - 1$: nombre de marche

- 1) e : (épaisseur du palier de repos).
- 2) L_0 : (projection horizontale de la paillasse).
- 3) g : (*Giron*) largeur de la marche.
- 4) h : (hauteur du contre marche).
- 5) H_0 : (hauteur de la volée).
- 6) α : (inclinaison de la paillasse).

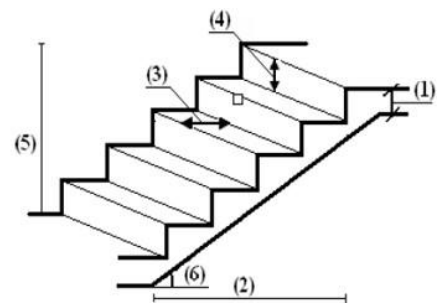


Figure II.5 : Schéma de l'escalier.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site ceux qui coïncide avec notre projet :

- Un escalier à 3 volées avec 2 plier intermédiaire pour le RDC.
- Un escalier à 2 volées à plier intermédiaire pour les autres niveaux.

Pour un bâtiment collectif a usage d'habitation ou publique la hauteur de la marche la longueur du giron sont généralement pris telle :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30$

- **Calcul des marches et contre marches : (Escaliers d'étage courant)**

○ **Les contre marches :**

$$n = H_0 / h = 153 / 17 = 9$$

○ **Les marches :**

$$m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$$

NB : Pour l'étage courant on aura 9 contres marches et 8 marches pour les deux volées.

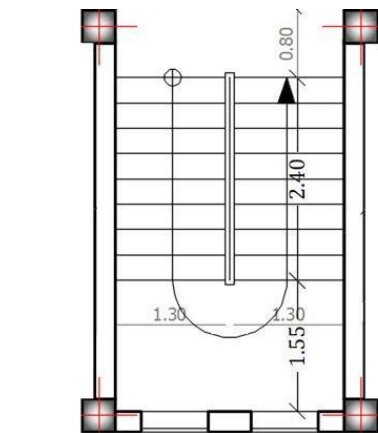


Figure II.6 : Vue en plans de l'escalier (Etage courant)

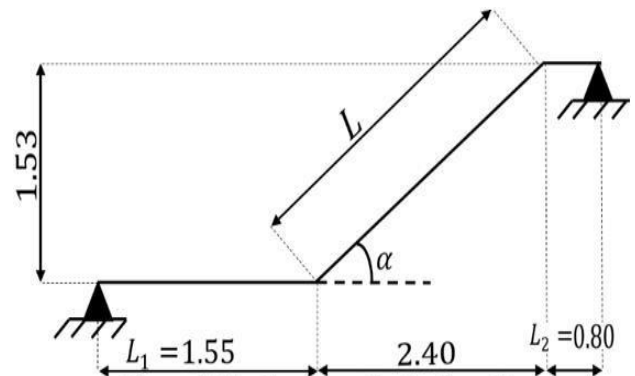


Figure II.7 : Coupe verticale d'escalier (Etage courant)

- **Calcul des marches et contre marches : (Escaliers du RDC)**

- Première volée :

$$n = \frac{H_0}{h} = \frac{119}{17} = 7$$

- Troisième volée :

$$n = H_0 / h = 136 / 17 = 8$$

○ **Les marches :**

- Première volée :

$$m = (n - 1) = (7 - 1) = 6$$

- Troisième volée :

$$m = (n - 1) = (8 - 1) = 7$$

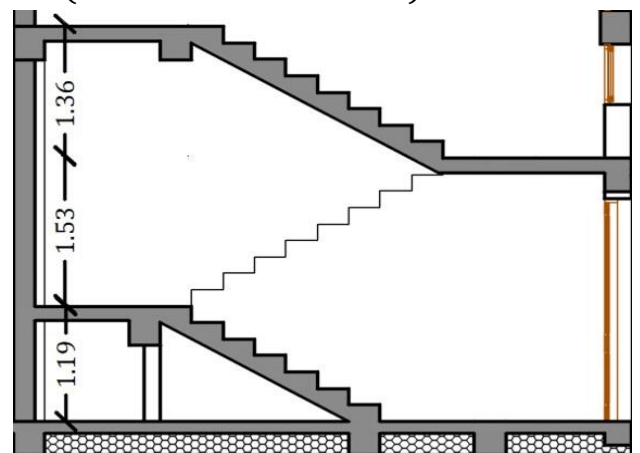


Figure II.8 : Coupe verticale d'escalier (RDC)

NB : On aura alors :

- 7 contres marches et 6 marches pour la première volée.
- 9 contres marches et 8 marches pour la deuxième volée.
- 8 contres marches et 7 marches pour la troisième volée.

• **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :** L'épaisseur du palier et de la volée est donnée par :

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

L : longueur du palier de la paillasse.

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} + L_1 + L_2$$

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.63 \quad \rightarrow \alpha = 32.52$$

$$\text{Alors } L = \frac{2.40}{\cos(32.52)} + 1.55 + 0.80 = 5.20 \text{ m.}$$

$$\frac{520}{30} \leq e \leq \frac{520}{20} \quad \rightarrow 17.33 \leq e \leq 26$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

7. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des forces horizontales.

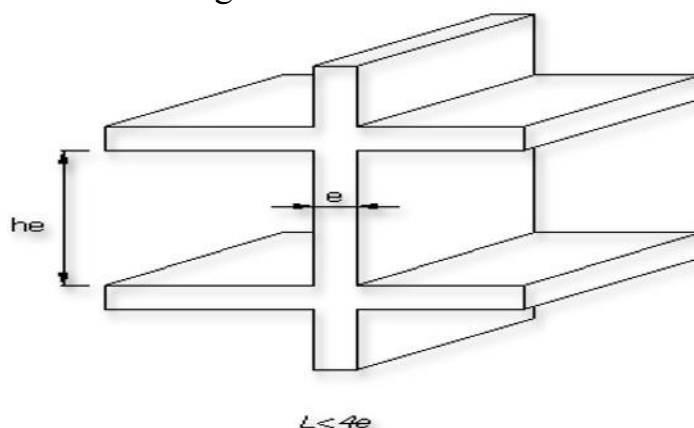


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

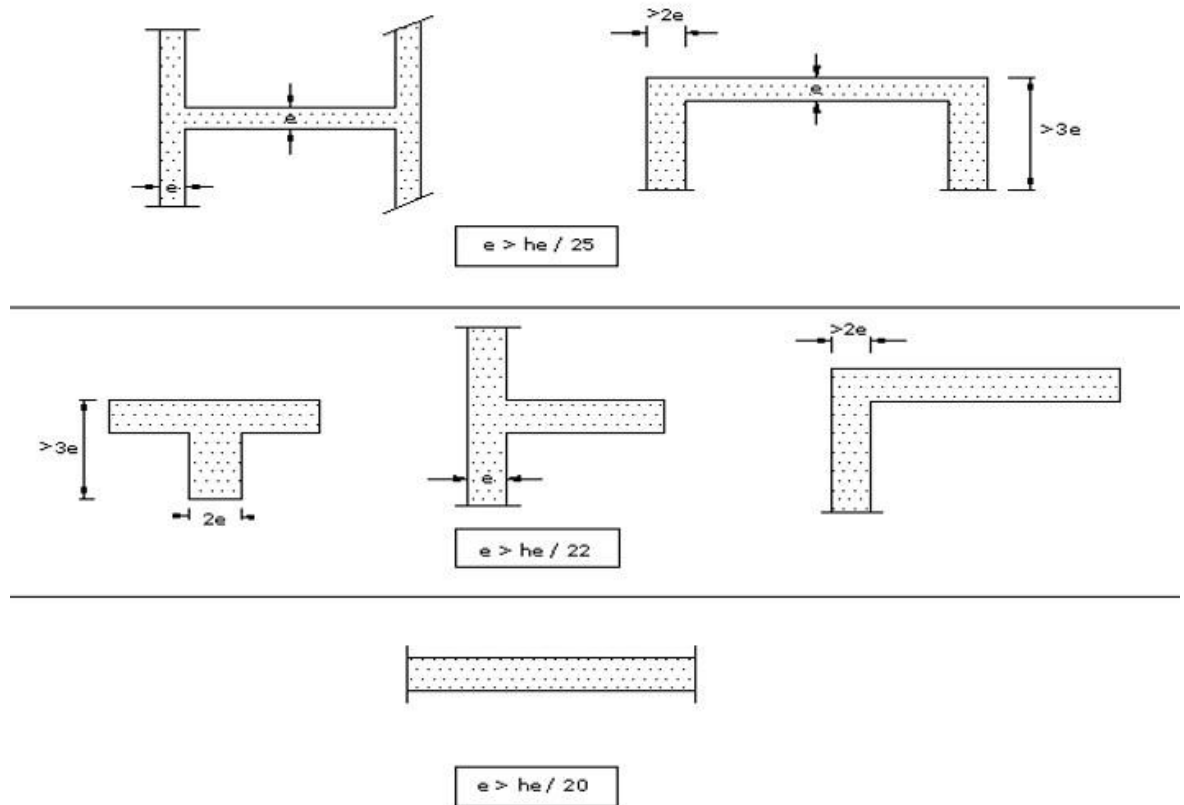


Figure II.10 : Coupe de voile en plan.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Art 7.7.1 de RPA 99** →
$$\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e > \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

$L > 4e$: Hauteur d'étage libre.

Pour notre on prendra la hauteur du RDC $h = 4.08m$.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage

" h_e " et des conditions de rigidité aux extrémités : $e_{max} = \left\{ \frac{h_e}{20} ; \frac{h_e}{25} ; e \right\}$ on prend donc $e = \frac{h_e}{20}$

$$h_e = 4.08 - 0.4 \rightarrow h_e = 3.68 \text{ m.}$$

$$e = \frac{368}{20} \rightarrow e = 18.4 \text{ cm.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

- Largeur des voiles :

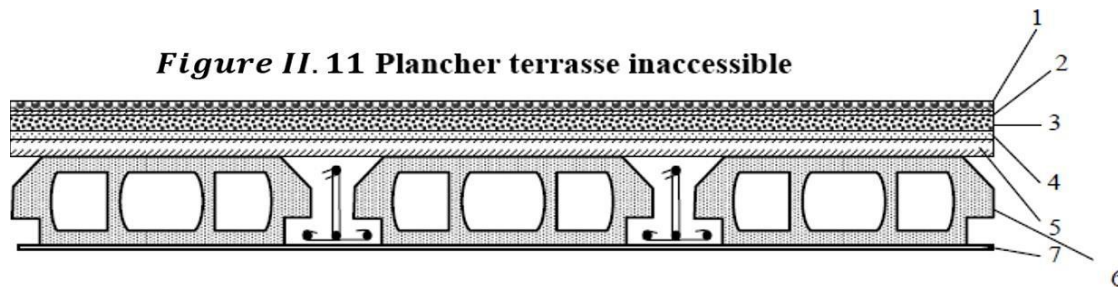
La largeur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$L > 4e \quad \rightarrow L > 4 \times 20 \quad \rightarrow L > 80 \text{ cm.}$$

8. Détermination des charges et surcharges :

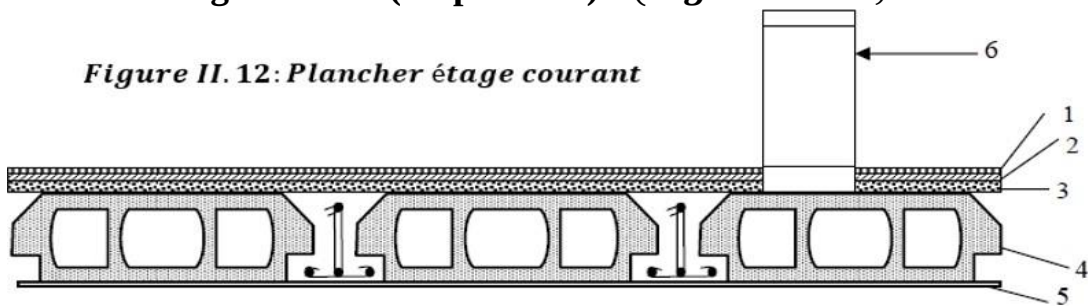
Les descentes des charges sont déterminées selon le **DTR B.C 2.2**

a. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) : (*Figure II. 11*)



N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Gravions rouler de protection	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	6	22	1.32
4	Feuille en polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
6	Plancher à corps creux	20	/	2.85
7	Enduit en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				5.66
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.1 : Charges et surcharges pour le plancher terrasse inaccessible.

Plancher étage courant (corps creux) : (Figure II. 12)

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle en corps creux	20	/	2.85
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Cloison interne	10	9	0.9
Charge permanente G				5.11

Tableau II.2 : Charges et surcharges pour le plancher étage courant.
 Pour la surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ pour les étages d'habitations
 et $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ pour l'étage a usage de bureaux.

b. Balcon en dalle pleine :

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit ciment	2	18	0.36
Charge permanente G				5.27
Charge d'exploitation Q				3.5

Tableau II.3 : Charges et surcharges pour le balcon en dalle pleine**c. Porte-à-faux en dalle pleine :**

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				5.11
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.4 : Charges et surcharges pour le porte-à-faux en dalle pleine.**d. Dalle pleine d'ascenseur :**

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				5.11

Tableau II.5 : Charges et surcharges pour la dalle pleine d'ascenseur.

Pour la surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

e. Acrotère : (Figure II. 4)

N°	Description	Section (m^2)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Béton	0.069	25	1.725
Charge permanente G				1.725
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.6 : Charges et surcharges pour l'acrotère.

La surcharge d'exploitations est une force horizontale due à l'application de la main courante.

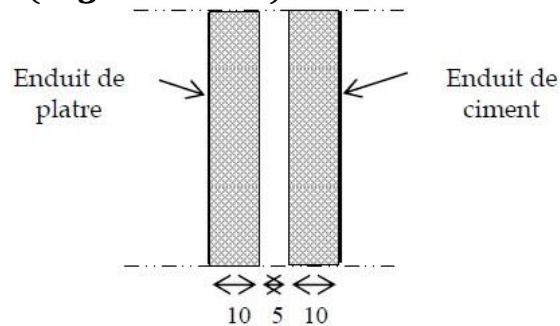
f. Escaliers : - Volée :

N°	Description		Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	Verticale	2	20	0.4
		Horizontal	2		0.4
2	Mortier de pose	Verticale	2	20	0.4
		Horizontal	2		0.4
3	Marche		$h \quad 172 = 2 = 8.5$	22	1.87
4	Dalle pleine		$20 / \cos \alpha$	25	5.93
5	Enduit ciment		$2 / \cos \alpha$	18	0.43
6	Garde du Corps		/	/	0.6
	Charge permanente G				10.43
	Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.7 : Charges et surcharges pour la volée d'escaliers.**- Palier :**

N°	Description	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				6.36
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8 : Charges et surcharges pour le palier d'escaliers.

h. Mur extérieur : (Figure II. 13)**Figure II.13 : Coupe verticale du mur extérieur**

N°	Description	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique «G» (KN/m^2)
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	L'âme d'air	5	/	/
4	Brique creuse	10	9	0.9
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente G				2.36

Tableau II.9 : Charges et surcharges pour le mur extérieur.**9. Poteaux :****9.1 Prédimensionnement :**

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont prédimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que $N_s = G + Q$.

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} b c$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

a. Calcul de l'air du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (*centrale*), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau :

$$S_1 = 1.7 \times 2.05 = 3.485 \text{ m}^2. S_2 = 1.4 \times 2.05 = 2.87 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.7 \times 2.15 = 3.655 \text{ m}^2.$$

$$\{SS_{Palier_{Volée}} = 01.453$$

$$\times 11.74 = 20.21.63 \text{ m m}_2^2..$$

$$S_4 = SVolée + SPalier = 2.84 \text{ m}^2.$$

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 12.85 \text{ m}^2.$$

b. Poids propre des poutres :

Poutre principale :

$$G_{PP} = 0.4 \times 0.3 \times 25 \times 4.2$$

$$G_{PP} = 12.6 \text{ KN}.$$

- Poutre secondaire :

$$G_{PS} = 0.2 \times 0.3 \times 25 \times 3.1$$

$$G_{PS} = 4.65 \text{ KN}.$$

c. Poids des planchers : - **Plancher terrasse :**

$$G_T = G_t \times S_{aff} = 5.66 \times 12.85$$

$$G_T = 72.73 \text{ KN} - \text{Plancher corps creux :}$$

$$G_{CC} = G_{cc} \times (S_1 + S_3) = 5.11 \times 7.14$$

$$G_{CC} = 36.49 \text{ KN}.$$

- Dalle Pleine :

$$G_{DP} = G_{dp} \times S_2 = 5.11 \times 2.87$$

$$G_{DP} = 14.67 \text{ KN}.$$

- Escalier :

○ **Palier :**

$$G_{Palier} = G_P \times S_{palier} = 6.36 \times 0.63$$

$$G_{Palier} = 4.01 \text{ KN}.$$

$$\text{○ Volée :}$$

$$G_{Volée} = G_V \times S_{Volée} = 10.43 \times 2.21$$

$$G_{Volée} = 23.1 \text{ KN}.$$

Au final :

- Plancher terrasse :

$$G_T = 72.73 \text{ KN}.$$

- Plancher étage courant :

$$G_E = G_{CC} + G_{DP} + G_{Palier} + G_{Volée}$$

$$G_E = 36.49 + 14.67 + 4.01 + 23.1$$

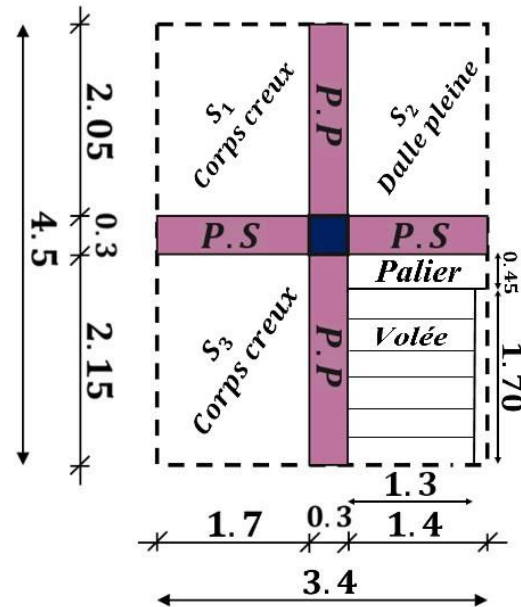


Figure II.14 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

$$G_E = 78.27 \text{ KN. - Poids}$$

des poteaux :

Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, au fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

d. Calcul des surcharges d'exploitations : -

Plancher terrasse :

$$Q_{PET} = Q_t \times S_{aff} = 1 \times 12.85$$

$$Q_{PET} = 12.85 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant :

$$Q_{Plancher} = Q_P \times (S_1 + S_2 + S_3) = 1.5 \times 10.01 \quad \{ Q_{Plancher} = 15.015 \text{ KN.}$$

$$Q_{escalier} = 2.5 \times S_4 = 2.5 \times 2.84$$

$$Q_{escalier} = 7.1 \text{ KN.}$$

$$Q_{PEC} = Q_{Plancher} + Q_{escalier} = 15.015 + 7.1$$

$$Q_{PEC} = 22.22 \text{ KN.}$$

- Plancher étage de service (Bureaux) :

$$Q_{Plancher} = Q_P \times (S_1 + S_2 + S_3) = 2.5 \times 10.01$$

$$Q_{Plancher} = 25.025 \text{ KN.}$$

$$Q_{PES} = 25.025 + 7.1 \quad Q_{PES} = 32.13 \text{ KN.}$$

- Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas de notre projet étudié.

- Coefficients de dégression des surcharges :

Soit (Q_0) la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, (Q_1 Q_2 Q_3 Q_n) les charges d'exploitations respectives des planchers des étages (1,2, 3 ... n) numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivante : Sous toit ou terrasse : Q_0 .

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$.

Sous étages immédiatement inférieur :

Etage 2 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$.

Etage 3 : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Etage 4 : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$. Etage n :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n).$$

$2n$

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable pour ($n > 5$).

$2n$

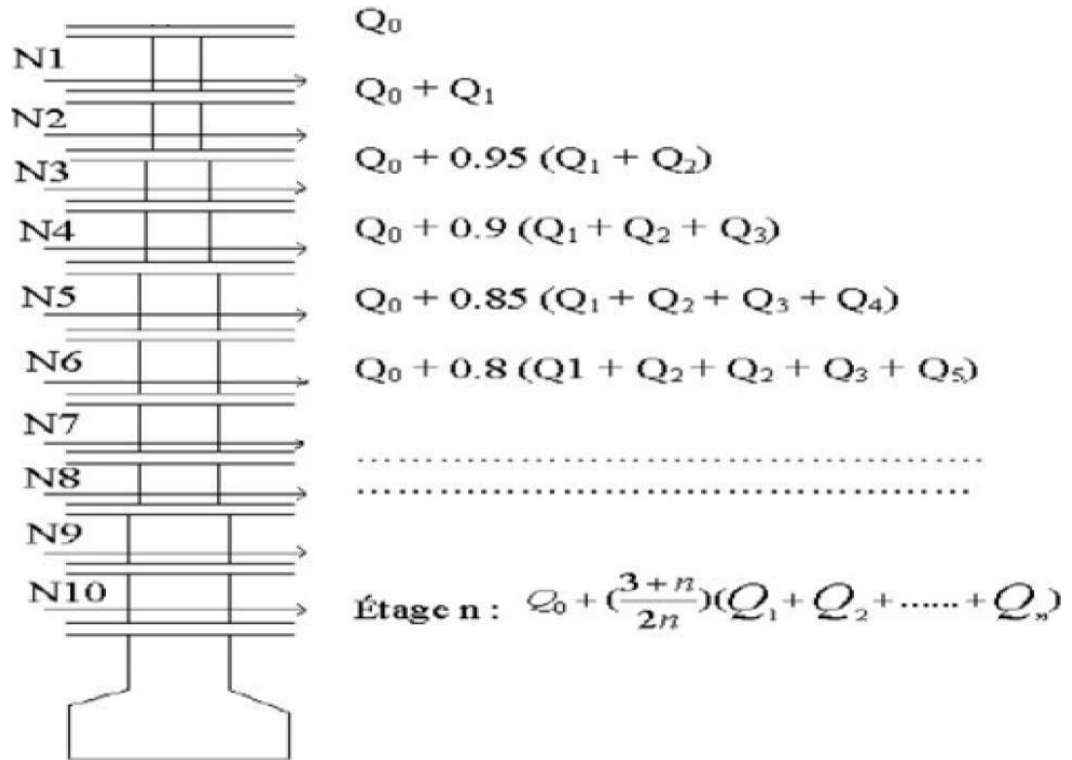


Figure II.15 : Schéma de dégression des surcharges.

- Les surcharges cumulées :

$$Q_8 = 12.85 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = 12.85 + 22.22 = 35.07 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = 12.85 + 0.95(22.22 \times 2) = 55.068 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = 12.85 + 0.90(22.22 \times 3) = 72.84 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = 12.85 + 0.85(22.22 \times 4) = 88.4 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 12.85 + 0.80(22.22 \times 5) = 101.73 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = 12.85 + 0.75(22.22 \times 6) = 112.84 \text{ KN. } Q_1$$

$$= 12.85 + 0.72(22.22 \times 7) = 124.84 \text{ KN.}$$

$$Q_{RDC} = 12.85 + 0.95(22.22 \times 7 + 32.13) = 142.34 \text{ KN.}$$

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant

	Charge permanente (KN)					Charge d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN)	Sections (cm ²)	
	Poids des planches	Poids de poutres	Poids des poteaux	G	GCumule	Q	Qcumule	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N/\sigma_{bc}$	Section adopté
8	72.73	17.25	0	89.98	89.98	12.85	12.85	102.83	68.553	25 × 25
7	78.27	17.25	4.781	100.301	190.281	22.22	35.07	225.351	150.234	25 × 25
6	78.27	17.25	4.781	100.301	290.582	22.22	55.07	347.872	231.914	25 × 25
5	78.27	17.25	4.781	100.301	390.883	22.22	72.84	469.393	312.929	25 × 25
4	78.27	17.25	4.781	100.301	491.184	22.22	88.4	594.914	396.609	25 × 25
3	78.27	17.25	4.781	100.301	591.485	22.22	101.73	715.435	476.957	25 × 25
2	78.27	17.25	4.781	100.301	691.786	22.22	112.84	837.956	558.637	30 × 30
1	78.27	17.25	4.781	100.301	792.087	22.22	124.84	961.477	640.985	30 × 30
RDC	78.27	17.25	6.885	102.405	892.388	32.13	142.34	1092.908	728.605	30 × 30

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité.

9.2 Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir

dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = \frac{I_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : élancement du poteau.

I_f : longueur de flambement. ($I_f = 0.7 \times L_0$)

i : rayon de gyration. ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : moment d'inertie

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$) L_0 :
longueur libre du poteau.

$$\Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{L_0}{h}$$

- Poteau de (30×30) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.3} = 24.735 < 50 \rightarrow$ Vérifiée.
- Poteau de (30×30) : $L_0 = 4.08 \Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{4.08}{0.3} = 32.98 < 50 \rightarrow$ Vérifiée.
- Poteau de (25×25) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 2.425 \times \frac{3.06}{0.25} = 29.682 < 50 \rightarrow$ Vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions adoptées pour les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

1. Plancher à corps creux :

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

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Dalle de compression.
- Poutrelle.

1.1 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement des mailles du treillis soudés ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art B.6.8,423/BAEL91)

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles. - 33 cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

✚ Calcul des armatures :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : Distance entre axes des poutrelles ($L = 60\text{cm}$)

Soit : $5\Phi 5\text{ml}$, $A = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{\perp} = 4 \times L / f_e = 4 \times 60 / 520 = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} \times 2 = 0.98 \times 2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

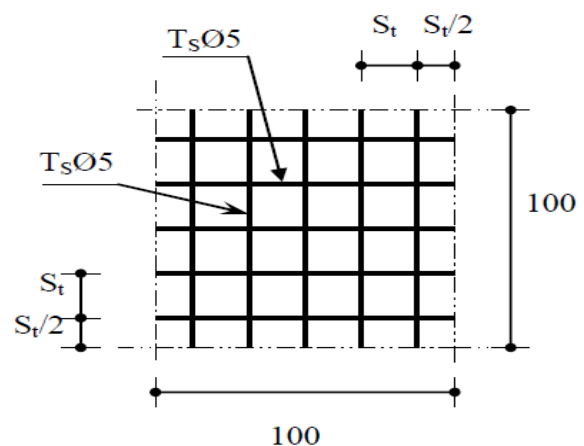
Soit : $5\Phi 5/\text{ml}$, $A = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Conclusion

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression avec treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 200x 5x200)mm²

1.2 Calcul des poutrelles :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T éncastée partiellement à ces deux extrémités, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et disposées suivant la petite portée travaille dans un seul sens, et soumise à son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.



a. Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on a des poutrelles de : $\{ h^0 = 4 \text{ cm}$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

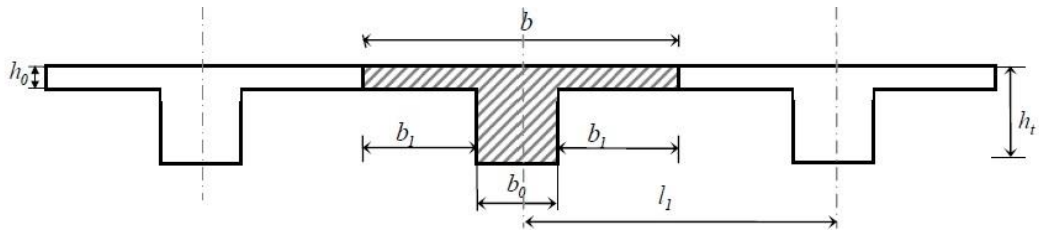


Figure III.1 : Dimensions de la poutrelle

b. Calcul des efforts internes : Méthode de calcul

:

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes : ● Méthode forfaitaire.

- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

✚ Méthode forfaitaire :

Cette méthode est proposée par le règlement BAEL91 dite méthode forfaitaire, elle

permet d'évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant $\langle M_0 \rangle$ dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges pour les dalles calculées dans un seul sens (les poutrelles et les poutres).

Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$
- Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée

indépendante. M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_g : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_d : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation $\langle Q \rangle$ à la somme des charges permanentes $\langle G \rangle$ et des

Q

charges d'exploitation $\langle Q \rangle$: $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs prise pour $\langle M_t, M_g, M_d \rangle$ doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \{ \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] = M_d + M_g / 2 \}$$

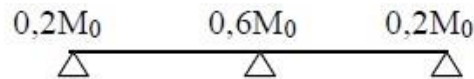
$$(2 + 0.3\alpha / 2) M_0$$

- Travée intermédiaire :

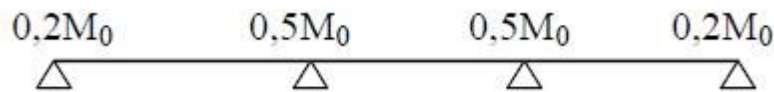
$$M_t \geq \max \{ \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] = Md + Mg/2$$

$$(1 + 0.3\alpha/2) M_0$$

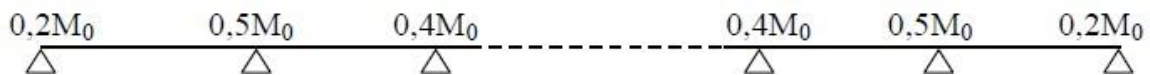
La valeur absolue des moments sur appuis ne doit pas être inférieure à : **Cas de 02 travées :**



Cas de 03 travées :



Cas de plus de 03 travées :



Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$\{ \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2}$$

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée
- Poutre à inerties transversales constantesvérifiée
- Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$ - Plancher étage courant :

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\square \{1.5 < \min(5 ; 2 \times 5.11) = 5 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher étage de services :

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \square \{2.5$$

$$< \min(5 ; 2 \times 5.11) = 5 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher terrasse :

$$G = 5.66 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\square \{1 < \min(5 ; 2 \times 5.11) = 5 \text{ KN/m}^2 \bullet \text{ Les rapports des portées}$$

successives sont compris entre : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.7}{3.7} = 1 ; \quad \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.1}{3.7} = 0.84$$

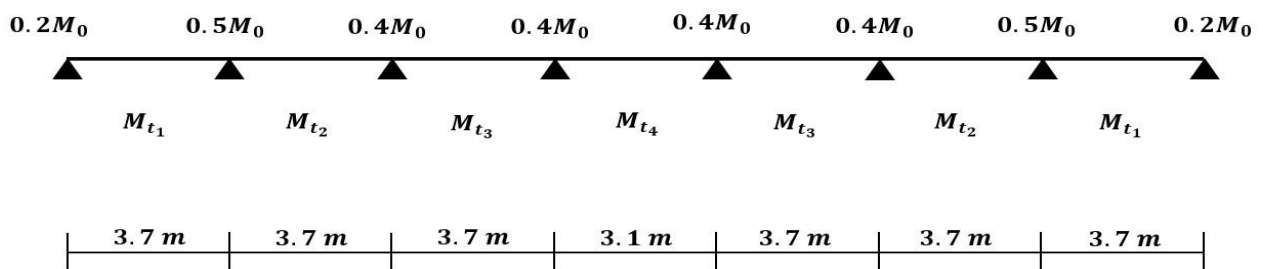
Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Remarque : on fera le calcul détaillé pour un seul plancher.

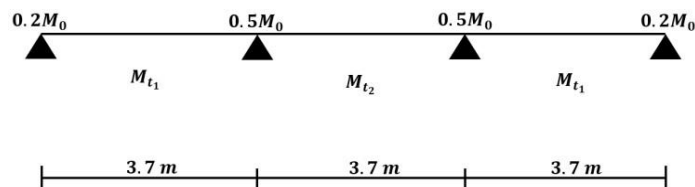
b.1 Plancher étage courant :

Dans ce plancher on a 2 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

1^{er} Type :



2^{ème} Type :



Pour le 1^{er} type :

a/Combinaison de charge :

† ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5)0.6 = 5.49$$

KN/ml † ELS :

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.11 + 1.5)0.6 = 3.97 \text{ KN/ml}$$

b/Moment isostatique :

‡ ELU :

Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ($l = 3.7 \text{ m}$)qu l^2 5.493.72

$$M_{01} = \frac{Q}{8} = \frac{9.395 \text{ KN.m}}{8} \rightarrow M_{01} = 9.395 \text{ KN.m}$$

Travée DE : ($l = 3.1 \text{ m}$)qu l^2 5.49 $\times$ 3.12

$$M_{02} = \frac{Q}{8} = \frac{6.595 \text{ KN.m}}{8} \rightarrow M_{02} = 6.595 \text{ KN.m}$$

‡ ELS :

Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ($l = 3.7 \text{ m}$)qs l^2 3.97 $\times$ 3.72

$$M_1 = \frac{Q}{8} = \frac{6.79 \text{ KN.m}}{8} \rightarrow M_1 = 6.79 \text{ KN.m}$$

Travée DE : ($l = 3.1 \text{ m}$)qs l^2 3.97 $\times$ 3.12

$$M_2 = \frac{Q}{8} = \frac{4.77 \text{ KN.m}}{8} \rightarrow M_2 = 4.77 \text{ KN.m}$$

c/Moment en appuis (ELU) :

Appuis de rive :

$$M_A = M_H = -0.2M_{01} = -0.2 \times 9.395 = -1.88 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_G = -0.5M_{01} = -0.5 \times 9.395 = -4.70 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -0.4M_{01} = -0.4 \times 9.395 = -3.76 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -\max\{0.4M_{01}; 0.4M_{02}\} = -\max\{0.4 \times 9.395 ; 0.4 \times 6.595\} = -3.76 \text{ KN.m}$$

d/Moment en travées (ELU) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \{ 1 + 0.3\alpha / 2 = 0.534 \text{ cas d'une travée intermédiaire}$$

$$1.2 + 0.3\alpha / 2 = 0.634 \text{ cas d'une travée de rive}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.068$$

Travées AB et GH :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - (4.7 + 1.88)/2 = 6.744 \text{ KN.m} \\ 0.634 \times 9.395 = 5.96 \text{ KN.m} \}$$

$$M_t = 6.744 \text{ KN.m}$$

Travées BC et FG :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - (4.7 + 3.76)/2 = 5.804 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 9.395 = 5.017 \text{ KN.m} \}$$

$$M_t = 5.804 \text{ KN.m}$$

Travées CD et EF :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - (3.76 + 3.76)/2 = 6.274 \text{ KN.m} \\ 0.534 \times 9.395 = 5.017 \text{ KN.m} \}$$

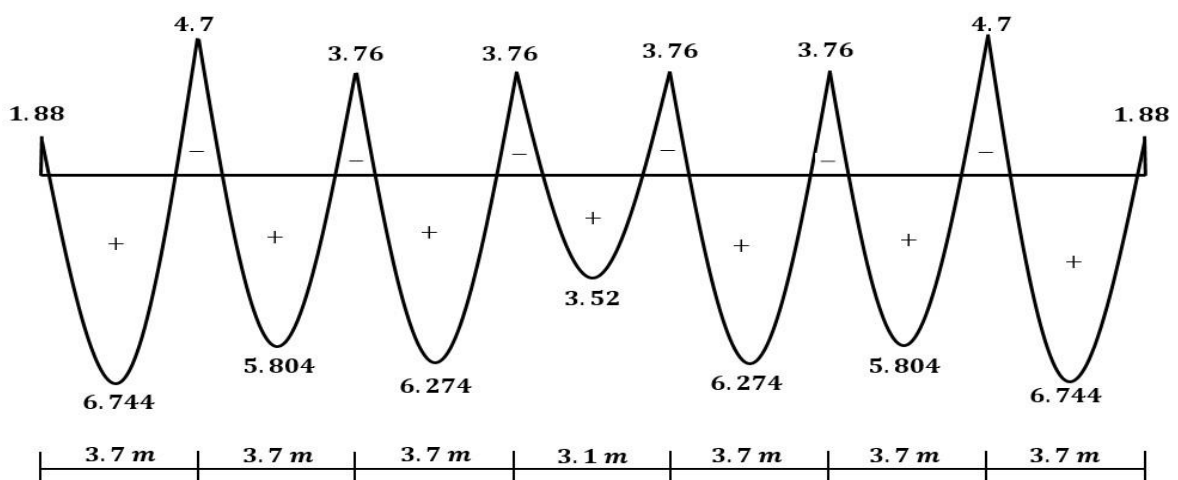
$$M_t = 6.274 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 6.695 ; 1.05 \times 6.695] - (3.76 + 3.76)/2 = 3.283 \text{ KN.m} \}$$

$$0.534 \times 6.695 = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.52 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments (ELU) :**Figure III.2 : diagramme des moments à l'ELU (étage courant)**

e- Effort tranchant (ELU) : Travée AB :

$$T_A = \frac{-4.7 + 1.88}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 9.395 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-4.7 + 1.88}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -10.919 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-3.76 + 4.7}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 10.411 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-3.76 + 4.7}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -9.902 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{-3.76 + 3.76}{3.7} + \frac{5.49 \times 3.7}{2} = 10.157 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-3.76 + 3.76}{3.7} - \frac{5.49 \times 3.7}{2} = -10.157 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{-3.76 + 3.76}{3.1} + \frac{5.49 \times 3.1}{2} = 8.509 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-3.76 + 3.76}{3.1} - \frac{5.49 \times 3.1}{2} = -8.509 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

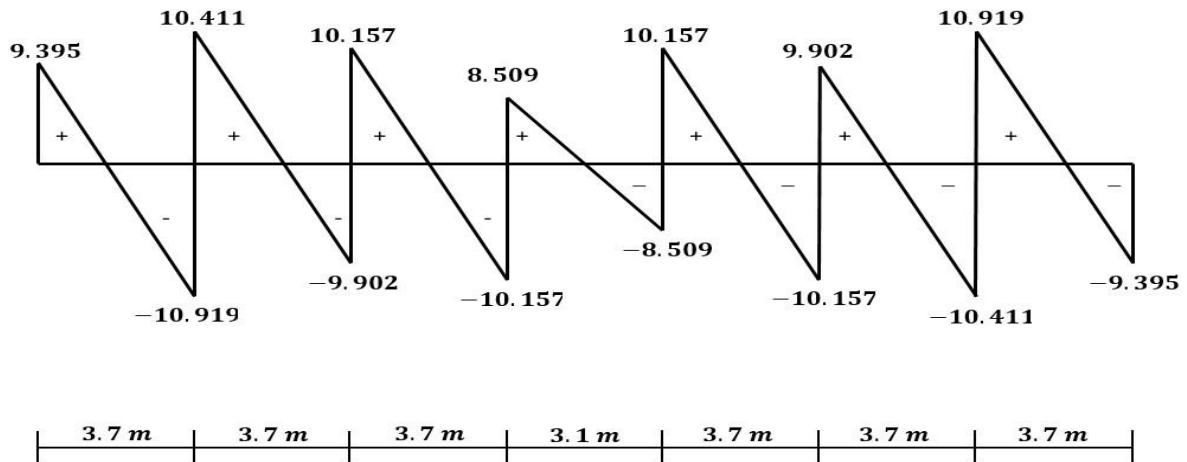


Figure III.3 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage courant)

f- Moment en appuis (ELS) :

Appuis de rive :

$$M_A = M_H = -0.2M_1 = -0.2 \times 6.794 = -1.36 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_G = -0.5M_1 = -0.5 \times 6.794 = -3.397 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -0.4M_1 = -0.4 \times 6.794 = -2.718 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -\max\{0.4M_1; 0.4M_2\} = -\max\{0.4 \times 6.794; 0.4 \times 4.77\} = -2.718 \text{ KN.m}$$

g- Moment en travées (ELS)

:

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

Travées AB et GH :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 6.794; 1.05 \times 6.794] - 1.36 + 3.397/2 \} = 4.878 \text{ KN.m}$$

$$0.634 \times 6.794 = 4.307 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.878 \text{ KN.m}$$

Travées BC et FG :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 6.794; 1.05 \times 6.794] - 3.397 + 2.718/2 \} = 4.198 \text{ KN.m}$$

$$0.534 \times 6.794 = 3.628 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.198 \text{ KN.m}$$

Travées CD et EF :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - 2.718 + 2.718 / 2 = 4.538 \text{ KN.m} \}$$

$$0.534 \times 6.794 = 3.628 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4.538 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 4.77 ; 1.05 \times 4.77] - 2.718 + 2.718 / 2 = 2.376 \text{ KN.m} \}$$

$$0.534 \times 4.77 = 2.547 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 2.547 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments (ELS) :

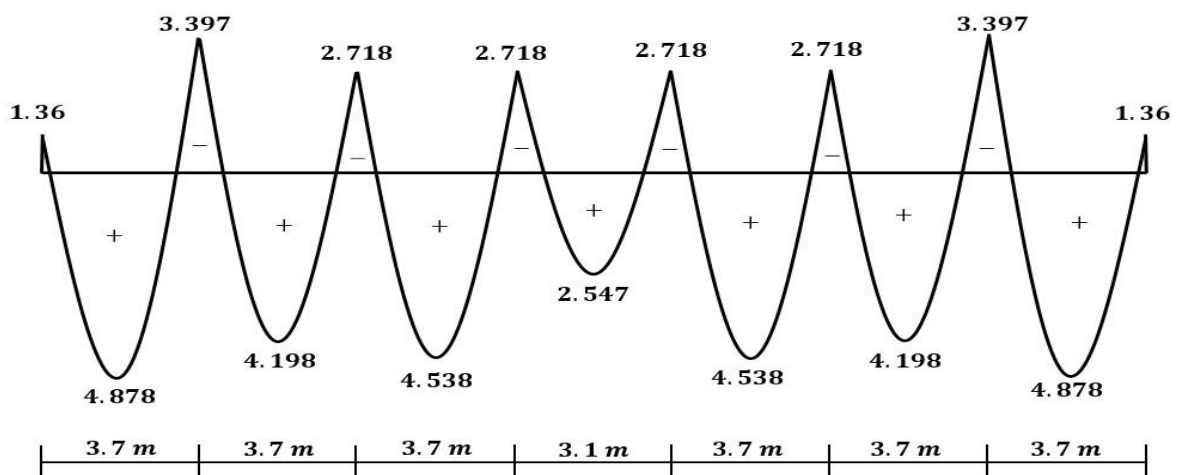


Figure III.4 : diagramme des moments à l'ELS (étage courant)

Pour le 2^{ème} type :

Combinaison de charge

:

‡ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 1.5)0.6 = 5.49$$

$$\text{KN/ml}$$

‡ ELS :

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.11 + 1.5)0.6 = 3.97 \text{ KN/ml}$$

b- Moment isostatique :

‡ ELU :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.49 \times 3.7^2}{8} = 9.395 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_0 = 9.395 \text{ KN.m}$$

‡ ELS :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3.97 \times 3.7^2}{8} = 6.79 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_s = 6.79 \text{ KN.m}$$

c- Moment en appuis (ELU) :

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = -0.2M_0 = -0.2 \times 9.395 = -1.88 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_C = -0.5M_0 = -0.5 \times 9.395 = -4.70 \text{ KN.m}$$

d- Moment en travées (ELU) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{5.11 + 1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha / 2 = 0.534 \text{ cas d'une travée intermédiaire} \\ 1.2 + 0.3\alpha / 2 = 0.634 \text{ cas d'une travée de rive} \\ 1 + 0.3\alpha = 1.068 \end{cases}$$

Travées AB et CD :

$$M_t \geq \max \{ \max [1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - 4.7 + 1.88/2 = 6.744 \text{ KN.m} \}$$

$$0.634 \times 9.395 = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.744 \text{ KN.m}$$

Travées BC :

$$M_t \geq \max \{ \max [1.068 \times 9.395 ; 1.05 \times 9.395] - 4.7 + 4.7/2 = 5.334 \text{ KN.m} \}$$

$$0.534 \times 9.395 = 5.017 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5.334 \text{ KN.m}$$

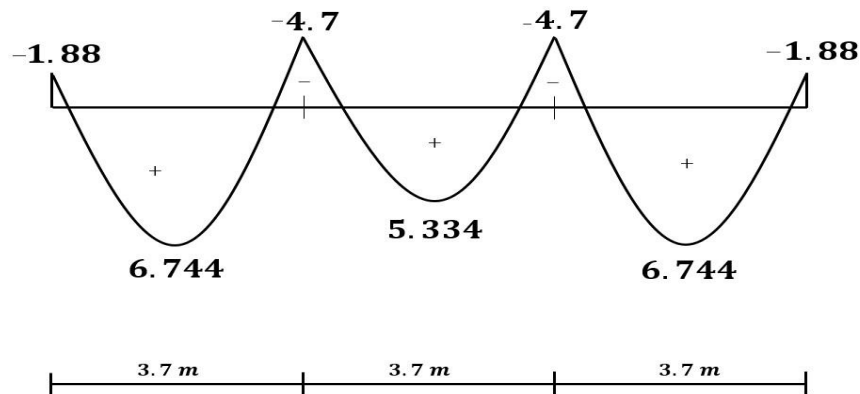
Diagramme des moments (ELU) :

Figure III.5 : diagramme des moments à l'ELU (étage courant
e- Effort tranchant (ELU) :

Travée AB :

$$T_A = \frac{-4,7 + 1,88}{3,7} + \frac{5,49 \times 3,7}{2} = 9,395 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-4,7 + 1,88}{7} - \frac{5,49 \times 3,7}{2} = -10,919 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{-4,7 + 4,7}{3,7} + \frac{5,49 \times 3,7}{2} = 10,157 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-4,7 + 4,7}{7} - \frac{5,49 \times 3,7}{2} = -10,157 \text{ KN}$$

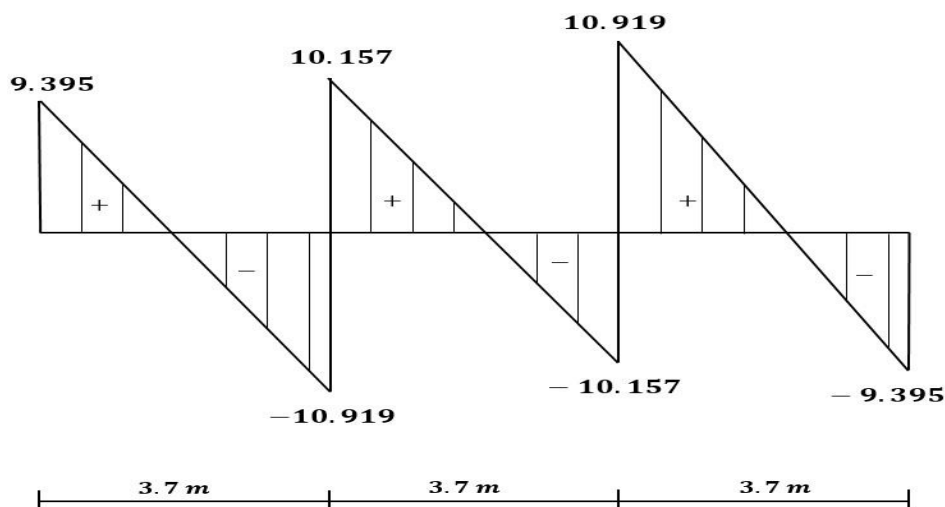
Diagramme des efforts tranchants :

Figure III.6 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage courant)

f- Moment en appuis (ELS) :

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = -0.2M = -0.2 \times 6.794 = -1.36 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_C = -0.5M = -0.5 \times 6.794 = -3.397 \text{ KN.m}$$

g- Moment en travées (ELS)

:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.11+1.5} = 0.227$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \{ 1 + 0.3\alpha / 2 = 0.534 \text{ cas d'une travée intermédiaire}$$

$$1.2 + 0.3\alpha / 2 = 0.634 \text{ cas d'une travée de rive}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.068$$

Travées AB et CD :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - 1.36 + 3.397 / 2 = 4.878 \text{ KN.m}$$

$$0.634 \times 6.794 = 4.307 \text{ KN.m}$$

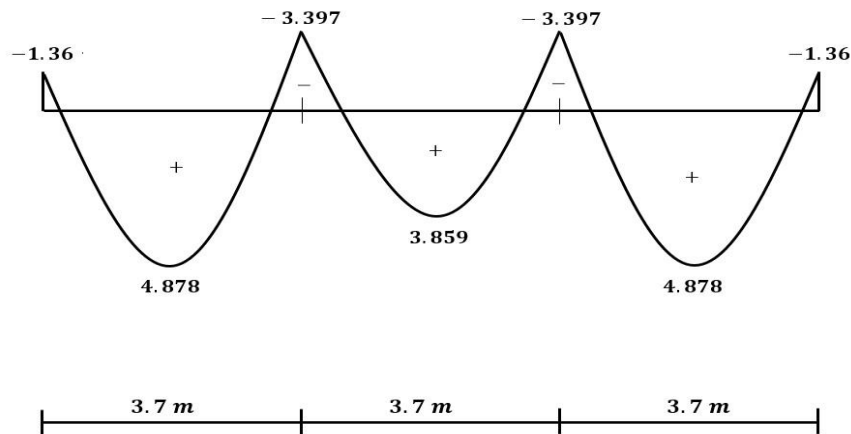
$$M_t = 4.878 \text{ KN.m}$$

Travées BC :

$$M_t \geq \max \{ \max[1.068 \times 6.794 ; 1.05 \times 6.794] - 3.397 + 3.397 / 2 = 3.859 \text{ KN.m}$$

$$0.534 \times 6.794 = 3.628 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 3.859 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments (ELS) :**Figure III.7 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELS (étage courant)**Les sollicitations pour le Plancher étage courant :**

	ELU			ELS	
	Moments sur appuis <i>KN. m</i>	Moments en travée <i>KN. m</i>	Efforts tranchant <i>KN</i>	Moments sur appuis <i>KN. m</i>	Moments en travée <i>KN. m</i>
Type 01	-4.7	6.744	10.919	-3.397	4.878
Type 02	-4.7	6.744	10.919	-3.397	4.878
max	-4.7	6.744	10.919	-3.397	4.878

Tableau III.1 : Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage courant.**✚ Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

● En travée : $M_{tmax} = 6.744 \text{ KN. m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} b h_0 (d - 0.5 h_0)$$

$$\text{avec } d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

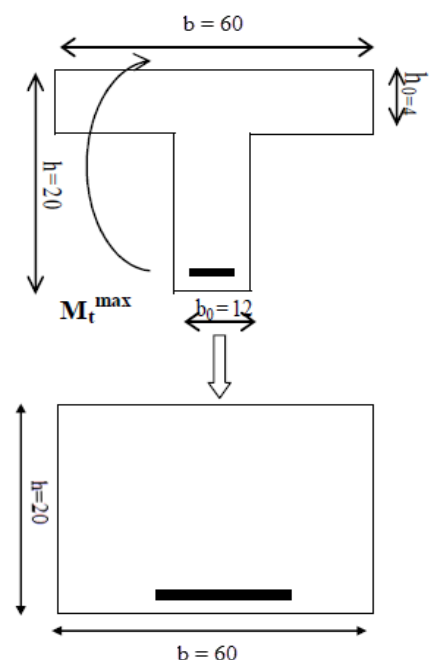
$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04(0.18 - 0.02)$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN. m}$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN. m} > M_{tmax} = 6.744 \text{ KN. m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

⇒ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b \times h) = (60 \times 20)$.



$$\mu = M_{tmax} / (bd \ 2Fbc)$$

$$= 6.744 \times 10^{-3} / (0.6 \times 0.182 \times 14.2)$$

$$= 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_R = 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = M_{tmax} / (\beta d \ f_e \ \gamma_s) = 6.744 \times 10^3 / (0.988 \times 18 \times 348) = 1.089 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$\frac{A_{min} = 0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.089 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

○ Sur appuis : $M_{a \max} = 4.70 \text{ KN.m}$

Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b_0 h) = (12 \times 20)$.

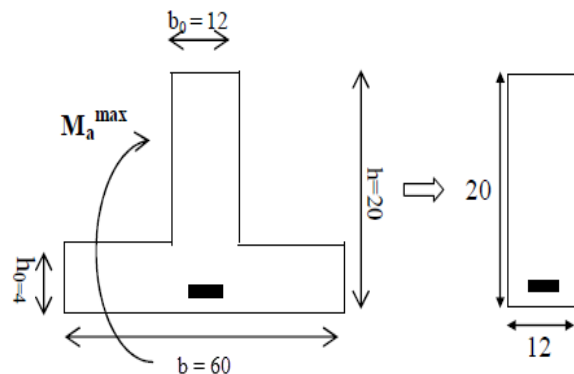
$$\mu = M_{a \max} / (b_0 d \ 2Fbc)$$

$$= 4.7 \times 10^3 / (12 \times 182 \times 14.2)$$

$$= 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_R = 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow \beta = 0.995$$



$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \ \gamma f_{es}} = \frac{4.7 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.745 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23b_0dft_{28}/f_e = (0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1)/400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1HA10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

a- Vérifications à l'ELU :

a.1) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) : (Art A.5.1,1/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0d} = \frac{10.919 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.51 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.2) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1,3)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = V_{max}/0.9d \sum u = 10.919 \times 10^3 / 0.9 \times 180 \times 31.4 = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

MPa Avec :

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues $\sum u_i = 3.14 \times 10 = 31.4 \text{ mm}$ ψ_s : Coefficient de scellement : $\rightarrow \psi_s = 1$: ronds lisses.

$\rightarrow \psi_s = 1.5$: Haute adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\tau_{se} = 2.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

a.3) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91) $\bar{\tau}_{se} = 0.6\psi_s f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 36 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4l_s$ pour les aciers HA.

Soit : $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_a = 15 \text{ cm}$

a.4) Influence de l'effort tranchant :

• Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2V_u}{b_0 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = \frac{2 \times 10.919 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.123 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = 1.123 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Sur l'acier :

Appuis intermédiaires : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9V_u d$; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égal à :

$$\frac{V_u}{0.9d} + M_{max}$$

On a :

$$0.9V_{ud} = 0.9 \times 10.919 \times 0.18 = 1.769 \text{ KN.m } M_u$$

$$= 6.744 \text{ KN.m} > 0.9V_{ud} = 1.769 \text{ KN.m}$$

→ les armatures calculée sont suffisantes

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement. Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$Ast \text{ adopté} > Ast \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{u\max}}{f_e}$$

$$Ast \text{ ancrer} = \frac{\gamma}{f_e} \frac{10.919 \times 10^3}{348 \times 10^2} = V_{u\max} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$Ast \text{ adopté} = 0.78 \text{ cm}^2 > Ast \text{ ancrer} = 0.31 \text{ cm}^2$$

→ les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes .

a.5) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : (Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{V_{u\max}}{b_o 0.9d} = \frac{10.919 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.6) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A.5.3,2/BAEL91)

Pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{s}{MPa} \frac{V_u(b - b_o)}{h_o 1.8bdh_o} = \frac{10.919 \times 10^3(600 - 120)}{1.8 \times 600 \times 180 \times 40} = 0.674$$

Pour une fissuration non préjudiciable

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.674 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.7) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2,2 / BAEL91)

$$\phi_t < \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t < \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend du } \phi 6$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 6$
soit $A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

a.8) Espacement max des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL91)

$$(0.9d; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$A_{tfe} / 0.4b_o = 0.56 \times 400 / 12 \times 0.4 = 46.67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min$$

$$\frac{0.8A_{tfe}(\sin\alpha + \cos\alpha)}{\{ b_o(\tau_u - 0.3kft_{28}) \}} = \frac{0.8 \times 0.56 \times 400 \times 1}{12(0.51 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} < 0$$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow$ flexion simple, cadres droits.

Avec $k = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration non préjudiciable.

soit: $S_t = 16 \text{ cm}$

b- Vérification à l'ELS :

b.1) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

b.2) Vérification de la résistance à la compression du béton :
(Art.4.5,2/BAEL91) On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

• **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.5}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\rho_1 = 0.69 \rightarrow k_1 = 26.32 \rightarrow \beta_1 = 0.879$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{878 \times 10}{0.879 \times 180 \times 150} = 205.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 205.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{205.54}{26.32} = 7.81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

• **Sur appuis :**

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 0.78}{12 \times 18} = 0.361$$

$$\rho_1 = 0.361 \rightarrow k_1 = 38.76 \rightarrow \beta_1 = 0.907$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{397 \times 10}{0.907 \times 180 \times 78} = 266.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 266.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{266.76}{38.76} = 6.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

b.3) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)

D'après les règlements de BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_o}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.059 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_s / b_o d = 1.5 / 12 \times 8 = 0.0069$$

$$A_s / b_o d < 3.6 / f_e \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3.6 / f_e = 3.6 / 400 = 0.0090$$

$$M_t / 15M_o = 4.878 / 15 \times 6.794 = 0.048$$

$$h / L \geq M_t / 15M_o \rightarrow \text{condition vérifiée} \blacklozenge$$

$$h / L = 20 / 340 = 0.059$$

Conclusion :

Les poutrelles de l'étage courant seront ferrillées comme suite :

○ Armatures longitudinales :

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA10 pour le lit supérieur.

○ Armatures transversales :

1 étriers en $\phi 8$

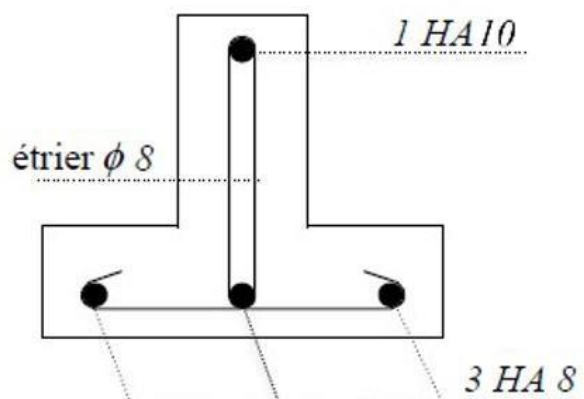
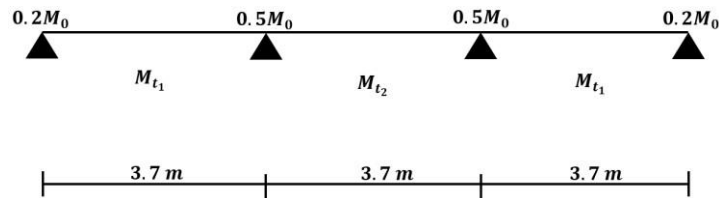


Figure III.8 : Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage courant

b.2 Plancher étage de service :

Dans ce plancher on a 1 seul type des poutrelles qu'est représentée dans le schéma ci-dessous :

**a- Combinaison de charge :**

‡ ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 2.5) \times 0.6 = 6.39 \text{ KN/ml} \quad ‡$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times b$$

$$q_s = (5.11 + 2.5) \times 0.6 = 4.57 \text{ KN/ml}$$

b- Moment isostatique :

‡ ELU :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.39 \times 3.7^2}{8} = 10.935 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_0 = 10.935 \text{ KN.m}}$$

‡ ELS :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.57 \times 3.7^2}{8} = 7.82 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_s = 7.82 \text{ KN.m}}$$

c- Moment en travées (ELU) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{5.11 + 2.5} = 0.329$$

$$= 0.550 \rightarrow \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \quad \text{cas d} \quad \text{'une travée intermédiaire}$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.649 \rightarrow \text{cas d'une travée de rive}$$

$$\{ \quad 1 + 0.3\alpha = 1.099$$

○

○ Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] = M_d + M_g / 2 \right. \\ \left. (1.2 + 0.3\alpha / 2)M_0 \right.$$

○ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] = M_d + M_g / 2 \right. \\ \left. (1 + 0.3\alpha / 2)M_0 \right.$$

Diagramme des moments (ELU) :

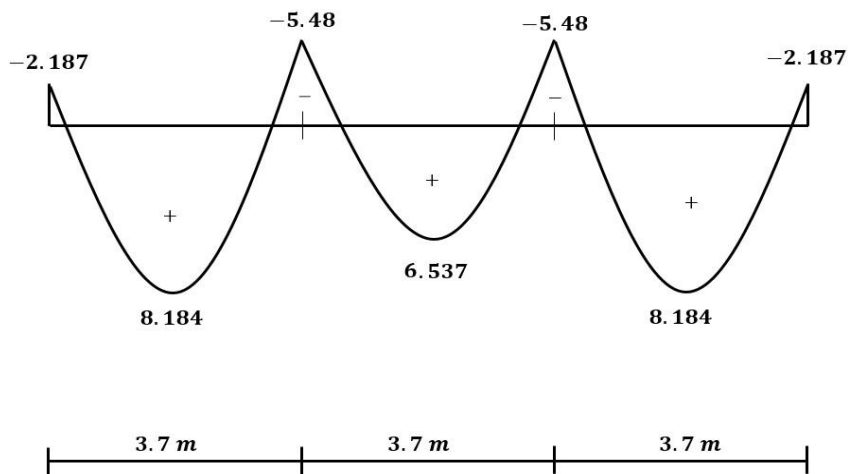


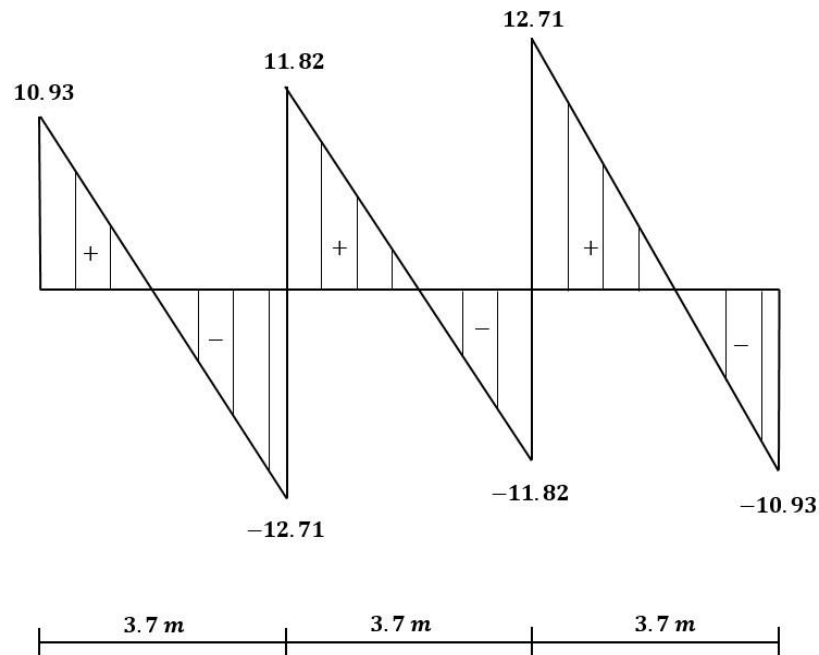
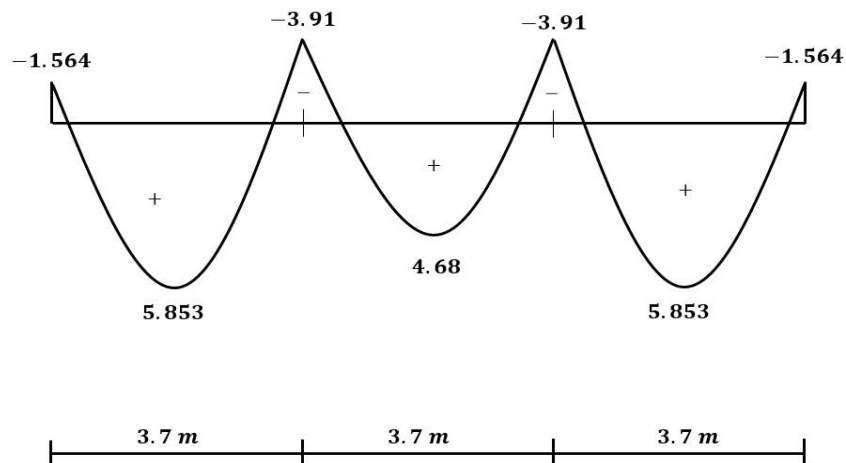
Figure III.9 : diagramme des moments à l'ELU (étage de service)

d- Efforts tranchants (ELU) :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$\{ T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2}$$

Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**Figure III.10 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage de service)**d- Moments en travées (ELS) :****Diagramme des moments :****Figure III.11 :** diagramme des moments à l'ELS (étage de service)

Les sollicitations pour le Plancher étage courant :

ELU			ELS	
Moments sur appuis $KN.m$	Moments en travée $KN.m$	Efforts tranchant KN	Moments sur appuis $KN.m$	Moments en travée $KN.m$
-5.48	8.184	12.17	-3.91	5.853

Tableau III.2 : Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage courant.

✚ Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

○ En travée : $M_{tmax} = 8.184 \text{ KN.m}$ Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} b h_0 (d - 0.5 h_0)$$

$$\text{avec } d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04 (0.18 - 0.02)$$

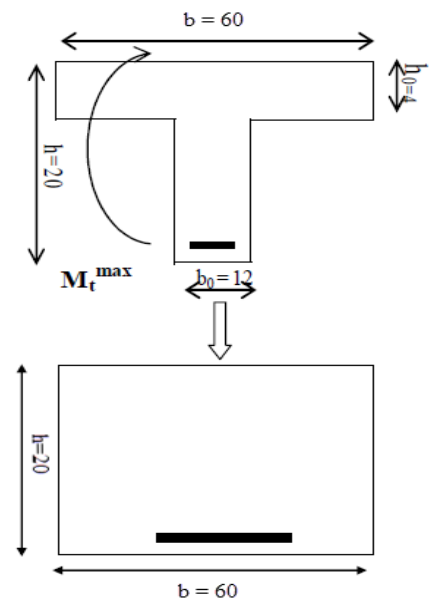
$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 8.184 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression. $\Rightarrow$ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b \times h) = (60 \times 20)$.

$$\begin{aligned} \mu &= M_{tmax} / (b d^2 F_{bc}) \\ &= 6.744 \times 10^{-3} / (0.6 \times 0.182 \times 14.2) \\ &= 0.024 \end{aligned}$$

$$\mu = 0.03 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$



$$A_{st} = M_{tmax} / \beta d f_e \gamma_s = 6.597 \times 10^3 / 0.988 \times 18 \times 348 = 1.066 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.33 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } A_{st} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

○ Sur appuis : $M_{a max} = 5.48 \text{ KN.m}$

Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

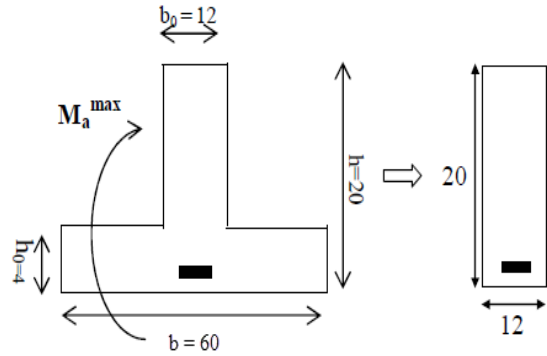
$$\mu = M_{tmax} / (b d^2 F_{bc})$$

$$\mu = 5.48 \times 10^3 / 12 \times 182 \times 14.2 = 0.1$$

$$\mu = 0.1 < \mu_R = 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu = 0.1 \rightarrow \beta = 0.947$$

$$A_{st} = M_{tmax} / \beta d f_{eys} = 5.48 \times 10^3 / 0.947 \times 18 \times 348 = 0.924 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.924 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{st} = 0.924 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

a- Vérifications à l'ELU :

a.9) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) : (Art A.5.1,1/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b d} = \frac{12.71 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.10) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1,3)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times 180 \times 37.68} = \frac{12.71 \times 10^3}{6212.4} = 2.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa Avec :}$$

Σu_i : La somme des périmètres utiles des barres tendues $\Sigma u_i = 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm}$ ψ_s : Coefficient de scellement : $\rightarrow \psi_s = 1$: ronds lisses.

$\rightarrow \psi_s = 1.5$: Haute adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\tau_{se} = 2.082 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

a.11) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } L_s = 43 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Soit : $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_a = 18 \text{ cm}$

a.12) Influence de l'effort tranchant :

• Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2V_u}{b_0 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = \frac{2 \times 12.17 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.308 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 0.9d} = 1.308 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Sur l'acier :

Appuis intermédiaires : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9V_u d$; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égal à :

$$V_{max} + 0.9M$$

max

On a :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 12.71 \times 0.18 = 2.059 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8.184 \text{ KN.m} > 0.9V_u d = 2.059 \text{ KN.m}$$

→ les armatures calculée sont suffisantes

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement. Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$\gamma_s V_{u\max}$$

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s V_{u\max}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ ancrer} = A_s / V_u \max f_e = 12.71 \times 10^3 / 348 \times 10^2 = 0.365 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adopté} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{st} \text{ ancrer} = 0.365 \text{ cm}^2$$

→ les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

a.13) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : (Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{V_{u\max}}{b_o 0.9d} = \frac{12.71 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1.3 f_{c28}}{MPa \gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67$$

$$\sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.14) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A.5.3,2/BAEL91)

Pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{s}{h_o} \frac{V_u (b - b_o)}{1.8 b d h_o} = \frac{12.71 \times 10^3 \times (600 - 120)}{1.8 \times 600 \times 180 \times 40} = 0.785 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.785 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a.15) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2,2 / BAEL91)

$$\phi_t < \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t < \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right) = 0.57 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend du } \phi 6$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\phi 6$
soit $A_t = 2\phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

a.16) Espacement max des armatures transversales : (Art 5.1,22/BAEL91)

$$(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{A_t f_e}{0.4 b_o}; \frac{0.56 \times 400}{12 \times 0.4} = 46.67 \text{ cm} \right)$$

$$\frac{0.8 A_t f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_o (\tau_u - 0.3 k f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.56 \times 400 \times 1}{12 (0.51 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} = < 0$$

$\alpha = 90^\circ \rightarrow$ flexion simple, cadres droits.

Avec $k = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration non préjudiciable).

soit: $S_t = 16 \text{ cm}$

b- Vérification à l'ELS :**b.2) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

(Art.5.3,2/BAEL91) La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

b.4) Vérification de la résistance à la compression du béton :

(Art.4.5,2/BAEL91) On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

• En travée :

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.5}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\rho_1 = 0.69 \rightarrow k_1 = 26.32 \rightarrow \beta_1 = 0.879$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.853 \times 10^6}{0.879 \times 180 \times 150} = 246.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 246.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{246.62}{26.32} = 9.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Sur appuis :

Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow k_1 = 31.12 \rightarrow \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.91 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 113} = 215.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 215.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{215.51}{31.12} = 6.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b.5) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91) D'après les règlements de BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{A_s}{b_o d} < \frac{3.6}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_o}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0.059 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_s / b_o d = 1.5 / 12 \times 8 = 0.0069$$

$$A_s / b_o d < 3.6 / f_e \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3.6 / f_e = 3.6 / 400 = 0.0090$$

$$M_t / 15 M_o = 4.878 / 15 \times 6.794 = 0.048$$

$$h / L \geq M_t / 15 M_o \rightarrow \text{condition vérifiée} \blacklozenge$$

$$h / L = 20 / 340 = 0.059$$

Conclusion :

Les poutrelles de l'étage de service seront ferraillées comme suite :

○ Armatures longitudinales :

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA12 pour le lit supérieur.

○ Armatures transversales :

1 étriers en $\phi 8$

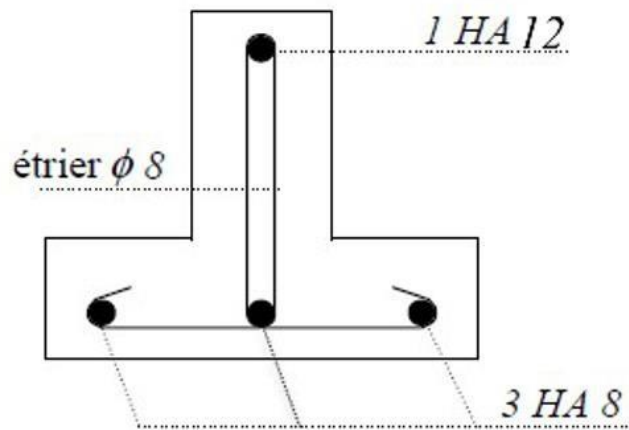
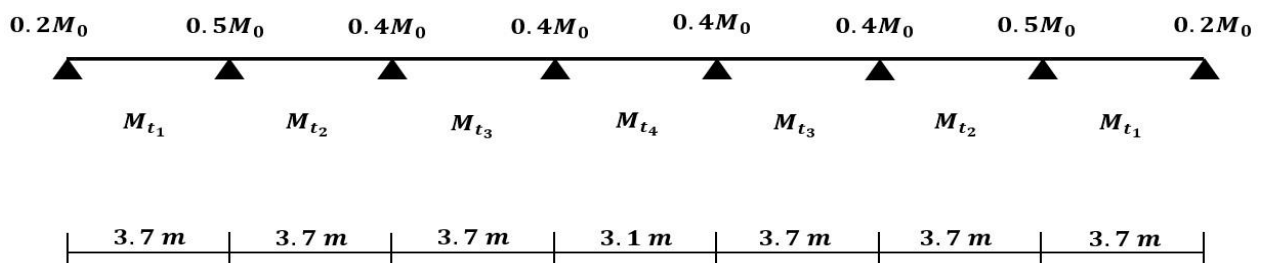
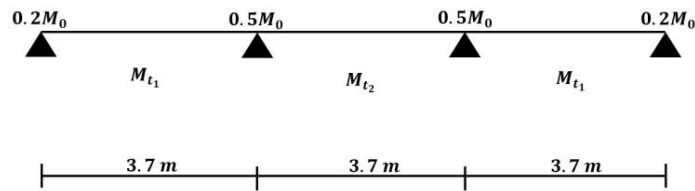


Figure III.12 : Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage de service

b.3 Plancher étage terrasse :

Dans ce plancher on a 2 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

1^{er} Type :

2^{ème} Type :**Pour le 1^{er} type : a- Combinaison de charge :****† ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.66 + 1.5 \times 1)0.6 = 5.48$$

KN/ml † ELS :

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.66 + 1)0.6 = 4 \text{ KN/ml}$$

b- Moment isostatique :**† ELU :**Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ($l = 3.7 \text{ m}$)

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.48 \times 3.7^2}{8} = 9.378 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_{01} = 9.378 \text{ KN.m}$$

Travée DE : ($l = 3.1 \text{ m}$)

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.48 \times 3.1^2}{8} = 6.583 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_{02} = 6.583 \text{ KN.m}$$

† ELS :Travée AB / BC / CD / EF / FG / GH : ($l = 3.7 \text{ m}$)

$$M_1 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4 \times 3.7^2}{8} = 6.845 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_1 = 6.845 \text{ KN.m}$$

Travée DE : ($l = 3.1 \text{ m}$)

$$M_2 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4 \times 3.1^2}{8} = 4.805 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_2 = 4.805 \text{ KN.m}$$

c- Moment en travées (ELU) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{5.66 + 1} = 0.15$$

une travée intermédiaire

$$\frac{1+0,3 \alpha}{2} = 0,550 \rightarrow \text{cas d'une travée intermédiaire}$$

$$\frac{1,2+0,3?}{2} = 0,649 \rightarrow \text{cas d'une travée de rive}$$

$$\alpha = 0,227 \rightarrow \{ 1 + 0,3\alpha = 1,099$$

○ Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left\{ \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] = \frac{M_d + M_g}{2} (1,2+0,3 \alpha / 2) M_0 \right.$$

○ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] = \frac{M_d + M_g}{2} (1+0,3 \alpha / 2) M_0 \right.$$

Diagramme des moments (ELU) :

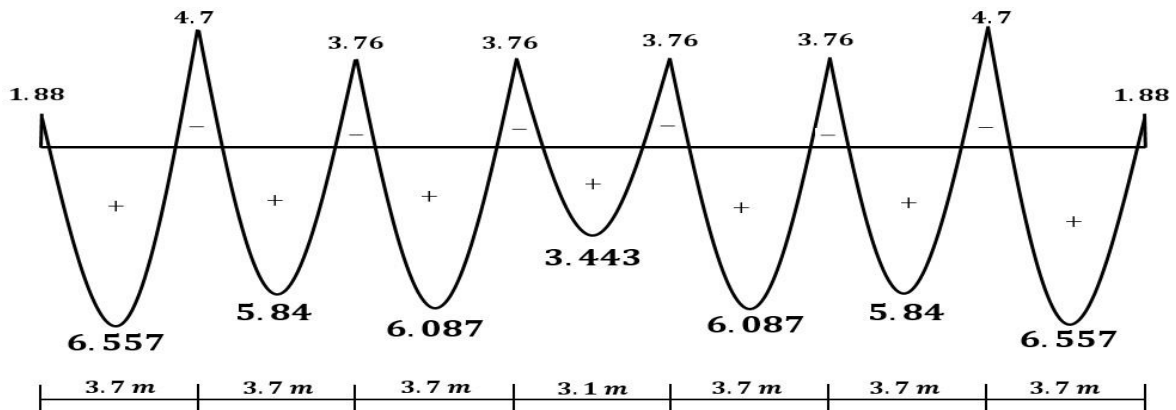


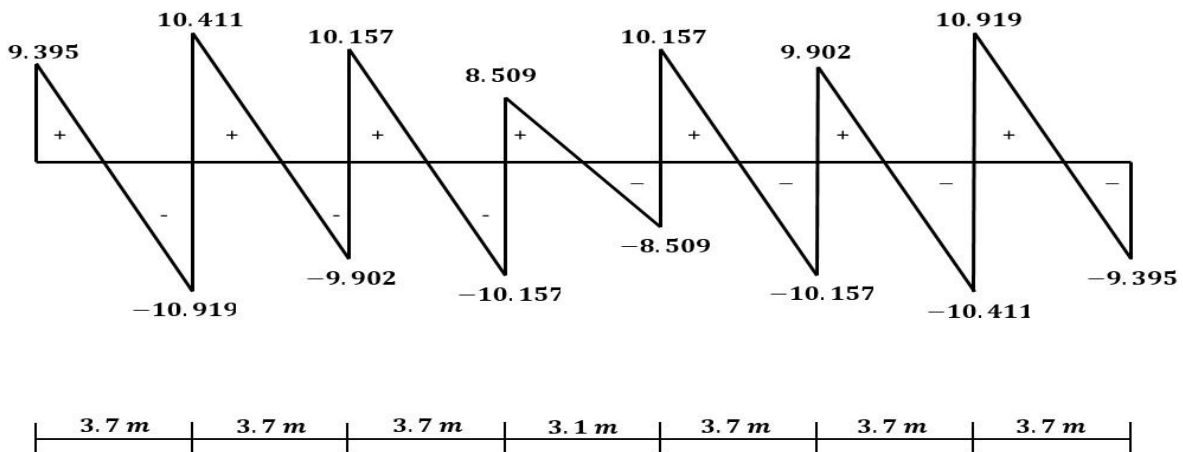
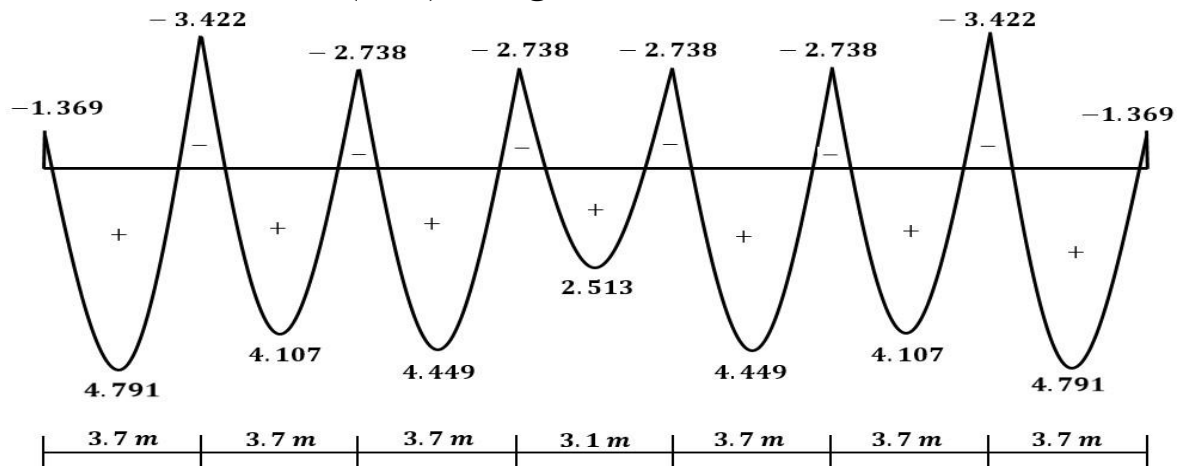
Figure III.13 : diagramme des moments à l'ELU (étage terrasse)

d- Efforts tranchants (ELU) :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2}$$

Diagramme des efforts tranchants (ELU) :**Figure III.14 :** diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage terrasse)**e- Moments en travées (ELS) : Diagramme des moments :****Figure III.15 :** diagramme des moments à l'ELS (étage terrasse)**Pour le 2^{ème} type : a-****Combinaison de charge :****‡ ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)b$$

$$q_u = (1.35 \times 5.66 + 1.5 \times 1)0.6 = 5.48 \text{ KN/ml} \quad ‡$$

ELS :

$$q_s = (G + Q)b$$

$$q_s = (5.66 + 1)0.6 = 4 \text{ KN/ml}$$

b- Moment isostatique :**‡ ELU :**

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$q_u l^2 = 5.48 \times 3.7^2$$

$$M_{01} = \frac{\quad}{8} = \frac{\quad}{8} = 9.378 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_0 = 9.378 \text{ KN.m}$$

‡ ELS :

$$(l = 3.7 \text{ m})$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4 \times 3.7^2}{8} = 6.845 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad M_s = 6.845 \text{ KN.m}$$

c- Moment en travées (ELU) :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{5.66 + 1} = 0.15$$

$$\alpha = 0.227 \rightarrow 1 + 0.3\alpha / 2 = 0.523 \rightarrow \text{cas d'une travée intermédiaire} \quad \blacklozenge$$

$$1.2 + 0.3\alpha / 2 = 0.623 \rightarrow \text{cas d'une travée de rive}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.045$$

○ Travée de rive :

$$M_t \geq \max \{ \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] = \frac{M_d + M_g}{2} (1.2 + 0.3\alpha / 2) M_0$$

○ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \{ \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] = \frac{M_d + M_g}{2} (1 + 0.3\alpha / 2) M_0$$

Diagramme des moments (ELU) :

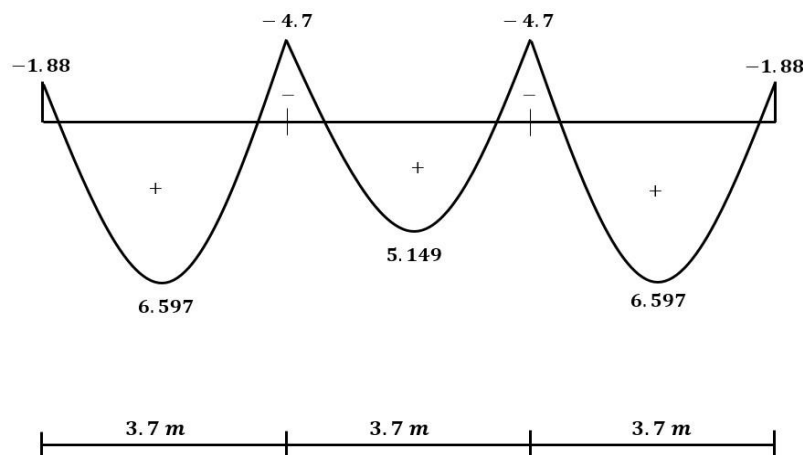


Figure III.16 : diagramme des moments à l'ELU (étage terrasse)

d- Efforts tranchants (ELU) :

Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_i = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} + \frac{qL}{2} \\ T_{i+1} = \frac{M_{i+1} - M_i}{L} - \frac{qL}{2} \end{array} \right.$$

Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

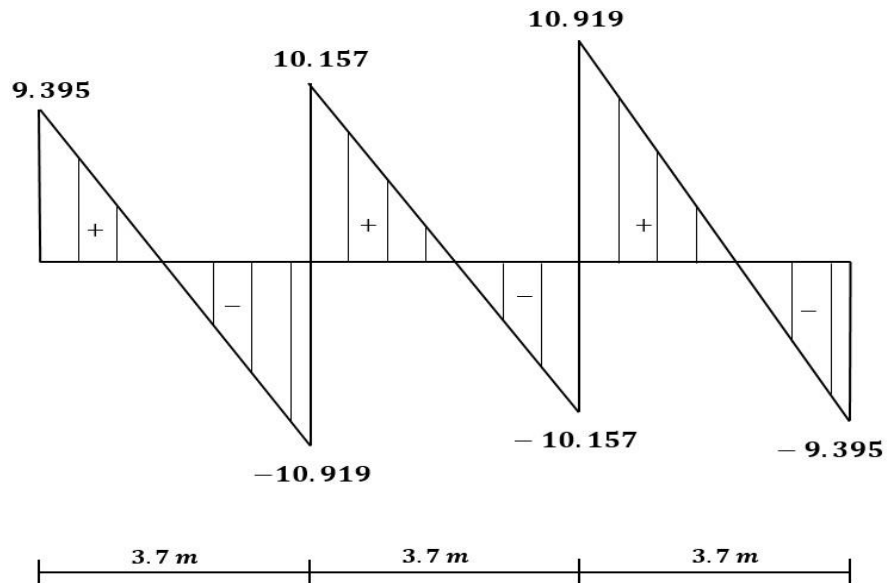


Figure III.17 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (étage terrasse)

e- Moments en travées (ELS) :

Diagramme des moments :

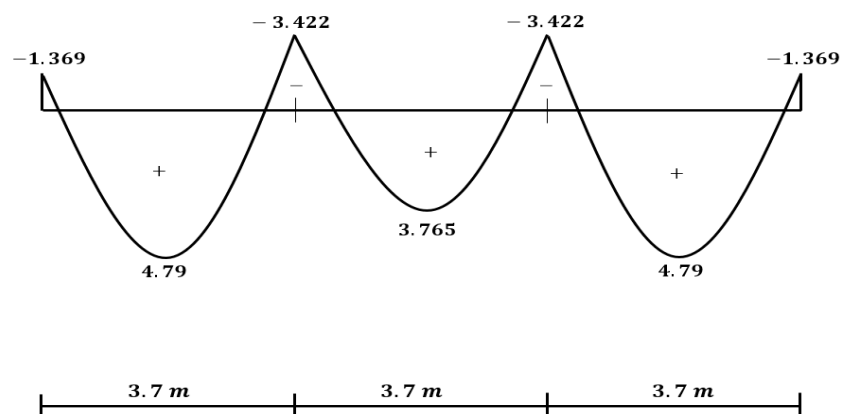


Figure III.18 : diagramme des moments à l'ELS (étage terrasse)

Les sollicitations pour le Plancher étage courant :

	ELU			ELS	
	Moments sur appuis $KN.m$	Moments en travée $KN.m$	Efforts tranchant KN	Moments sur appuis $KN.m$	Moments en travée $KN.m$
Type 01	-4.7	6.557	10.919	-3.422	4.791
Type 02	-4.7	6.597	10.919	-3.422	4.791
max	-4.7	6.597	10.919	-3.422	4.791

Tableau III.3 : Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage terrasse.

✚ Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

○ En travée : $M_{tmax} = 6.597 KN.m$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0(d - 0.5h_0)$$

$$\text{avec } d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04(0.18 - 0.02)$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 54.528 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 6.597 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

$\Rightarrow$ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b \times h) = (60 \times 20)$.

$$\mu = M_{tmax} / (bd^2 F_{bc})$$

$$\mu = 5.48 \times 10^3 / 12 \times 18^2 \times 14.2 = 0.85$$

$$\mu = 0.024 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$= 1.066 \text{ cm}$$

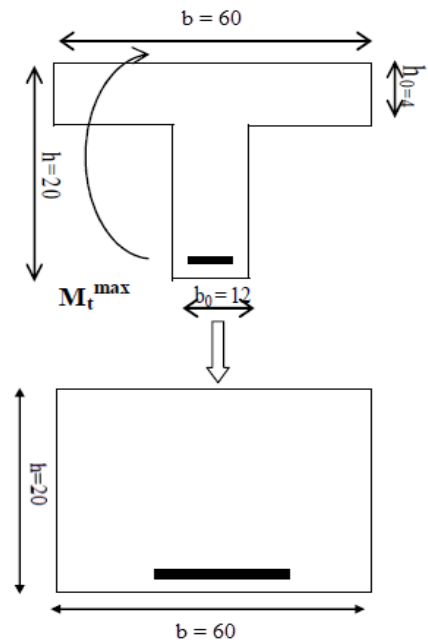
$$A_{st} = M \beta d_{tmax} \gamma f_{es} = 0.9886.597 \times 18 \times 10 \times 348^3 \text{ 2}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.3$$

Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{st} = 1.066 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit}$$

$$A_{st} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$$



○ **Sur appuis : $M_{a\max} = 4.70 \text{ KN.m}$** Etant donnée la table de compression est entièrement tendu, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

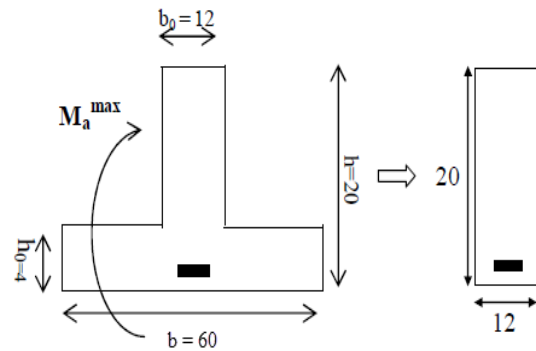
$$\mu = M_{t\max} / (b d^2 f_{bc})$$

$$\mu = 5.48 \times 10^3 / 12 \times 18^2 \times 14.2 = 0.85$$

$$\mu = 0.085 < \mu_R = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st} = M \beta d_{t\max} \gamma_{es} / f_{es} = 0.9886.597 \times 18 \times 10^3 \times 348 = 0.745 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A_{st} = 0.745 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

On adopte le même ferrailage que celui adopter pour l'étage courant, alors les poutrelles de la terrasse seront ferrillées comme suite :

○ Armatures longitudinales :

3HA8 pour le lit inférieur.

1HA10 pour le lit supérieur.

○ Armatures transversales :

1 étriers en $\phi 8$

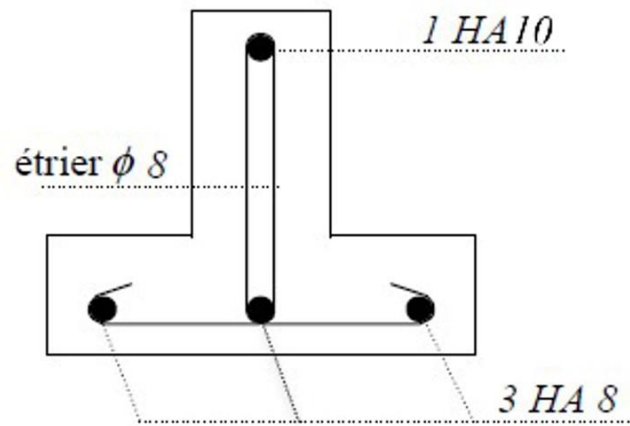


Figure III.19 : Disposition des armatures dans la poutrelle d'étage terrasse

2. Plancher en dalle pleine :

2.1. La dalle salle machine :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur de caractéristiques :

- La vitesse est $V = 1 \text{ m/s}$.
- La surface de la cabine est $S = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ m}^2$.
- La hauteur de la cabine est $2,20 \text{ m}$
- La charge que peut contenir la cabine est de (9) personnes au maximum à raison de (4) personnes par (1.2 m^2).
- La charge totale que transmet le système de levage et de la cabine est ($P = 9 \text{ Tonnes}$).

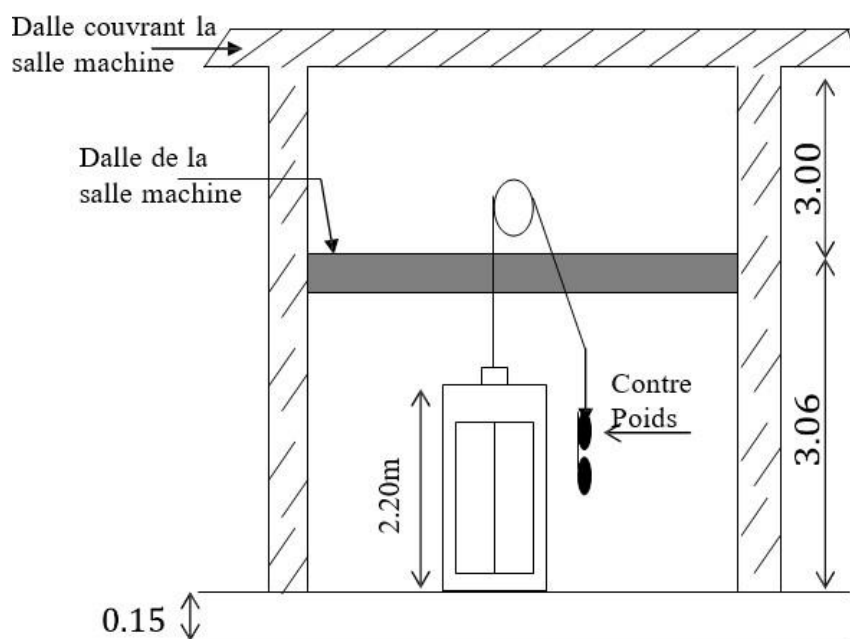


Figure III.21 : Représentation schématique de la salle machine

✚ Calcul de la dalle salle machine :

La dalle repose librement sur les poutres et soumise à une charge localisée s'effectue au moyen des abaques de Pigeaud qui fournissent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges dans les deux sens.

$$M_x = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

M_1 et M_2 : Coefficient données par les abaques de Pigeaud en fonction de ρ_x et des rapports

U/L_x et V/L_y

ν : Coefficient de Poisson qui est égal à :

- $\nu = 0$ à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ à l'ELS.

q_u : Charge totale appliquer sur un rectangle centré.

a. Fonctionnement du panneau :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{180} = 0.83$$

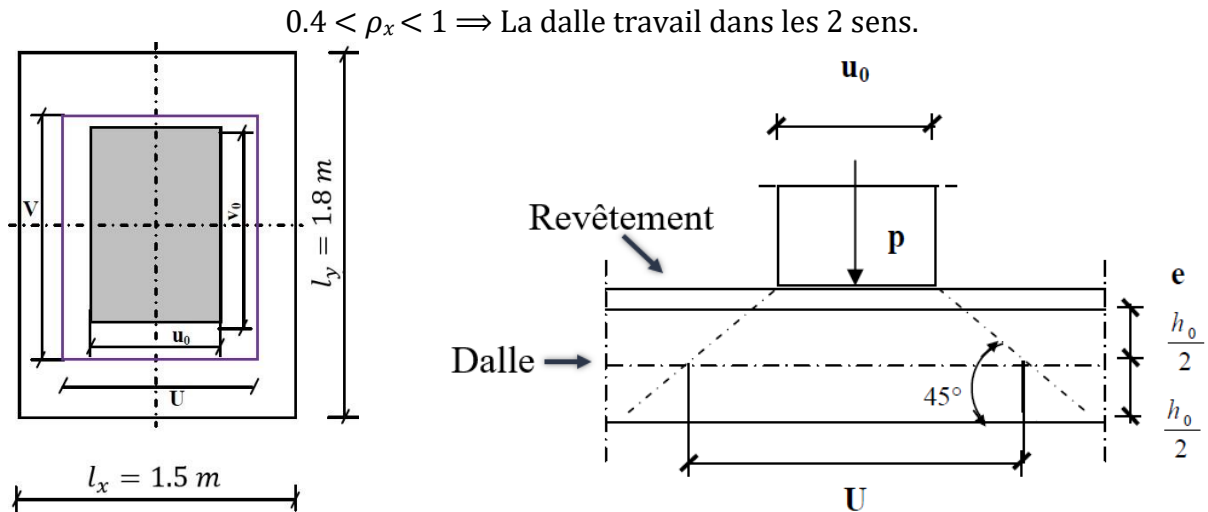


Figure III.22 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

$$U = u_0 + \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) 2$$

$$V = v_0 + \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) 2$$

Avec :

U et V : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

u_0 et v_0 : Surface de contact ($u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$)

ξ : Coefficient de remplissages

$\xi = 1$ si revêtement en béton.

$\xi = 0.75$ si revêtement analogue. e

: Epaisseur revêtement. $e = 5 \text{ cm}$.

On a une dalle d'une épaisseur de $h_0 = 15 \text{ cm}$.

$$U = 80 + \left(\frac{15}{2} + 5 \right) 2 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + \left(\frac{15}{2} + 5 \right) 2 = 105 \text{ cm.}$$

b. Charge de calcul :

Poids propre : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$

à l'ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

à l'ELS:

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

c. Moment dû au poids propre de la dalle :

Les moments au centre du panneau sont donnés par :

$$\text{Sens de la petite portée : } M_{xu1} = u_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Sens de la grande portée : } M_{yu1} = u_y \times M_{xu1}$$

- ELU : $v = 0$

$$\rho_x = 0.83 \Rightarrow \{u_{uxy} = 0.0531.649$$

Calcul des moments dû au poids propres de la dalle :

$$M_{xu1} = u_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{yu1} = u_y \times M_{xu1}$$

$$M_{xu1} = 0.0531 \times 8.05 \times 1.5^2 = 0.962 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yu1} = 0.649 \times 0.962 = 0.624 \text{ KN.m.}$$

- ELS : $v = 0.2$

$$\rho_x = 0.83 \Rightarrow \{u_{uxy} = 0.0600.750$$

$$M_{xs1} = u_x \times q_u \times l_x^2 ; M_{ys1} = u_y \times M_{xs1}$$

$$M_{xs1} = 0.0600 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.790 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ys1} = 0.750 \times 0.79 = 0.593 \text{ KN.m.}$$

d. Evaluation des moments M_x et M_y dû au système de levage :

$$M_x = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P(M_2 + vM_1)$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.5} = 0.7 ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.8} = 0.58$$

D'où : $M_1 = 0.082$ et $M_2 = 0.055$

- ELU : $v = 0$

$$M_{xu2} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.082 = 9.963 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yu2} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.055 = 6.68 \text{ KN.m.}$$

- ELS : $v = 0.2$

$$M_{xs2} = P_s(M_1 + vM_2) = 90(0.082 + 0.2 \times 0.055) = 8.37 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ys2} = P_s(M_2 + vM_1) = 90(0.055 + 0.2 \times 0.082) = 6.426 \text{ KN.m}$$

e. Superposition des moments :**- ELU :**

$$M_x = M_x^{u_1} + M_x^{u_2} = 0.962 + 9.963 = 10.925 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^{u_1} + M_y^{u_2} = 0.624 + 6.68 = 7.304$$

KN.m - ELS :

$$M_x = M_x^{s_1} + M_x^{s_2} = 0.79 + 8.37 = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^{s_1} + M_y^{s_2} = 0.593 + 6.426 = 7.019 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastres de la dalle au niveau des pourtours, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

- En travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 10.925 = 9.286 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 7.304 = 6.208$$

KN.m - Aux appuis :

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 10.925 = 3.278 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 7.304 = 2.191 \text{ KN.m}$$

f. Ferrailage : Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1ml de largeur en flexion simple.

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d^2} ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d_x = 13 \text{ cm} \quad \text{et} \quad d_y = d_x - \left(\frac{\phi^x + \phi^y}{2} \right) = 13 - \left(\frac{1+0.8}{2} \right) = 12.1 \text{ cm.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Sens x-x :**En travée :**

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{9.286 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < 0.392 \Rightarrow S. S. A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_x = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{9.286 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA 10 = 2.35 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

En appui :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_x^2} = \frac{3.278 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < 0.392 \Rightarrow S. S. A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_x = \frac{M}{\beta \times d_x \times \sigma_s} = \frac{3.278 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Sens y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{6.208 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.1^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < 0.392 \Rightarrow S. S. A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_y = \frac{M}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{6.208 \times 10^3}{0.985 \times 12.1 \times 348} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

En appui :

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d_y^2} = \frac{2.191 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12.1^2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < 0.392 \Rightarrow S. S. A$$

$$\Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_y = \frac{M}{\beta \times d_y \times \sigma_s} = \frac{2.191 \times 10^3}{0.995 \times 12.1 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Zone	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
En travées	x – x	9.286	0.038	0.981	2.10	4HA 10	3.14
	y – y	6.208	0.026	0.987	1.50	4HA 8	2.01
Aux appuis	x – x	3.278	0.014	0.993	0.73	4HA 8	2.01
	y – y	2.191	0.009	0.996	0.52	4HA 8	2.01

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU.

g. Vérification à l'ELU :

g.1 Condition de non-fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91)

i. Armature inférieures (sens x-x) :

$$W_x \frac{A_x}{b \times h} \geq \frac{(3 - \rho_x)}{2} = W_0$$

Avec :

A_{min} : Section minimale

d'armature. S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400).

$$W^0 \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0.8 \times 10^{-3} \frac{(3 - 0.83)}{2} = 0.868 \times 10^{-3}$$

$$A_x \geq b \times h \times W_0$$

$$A_x \geq 0.868 \times 10^{-3} \times (100 \times 15) = 1.302 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min_x} = 1.302 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min_x} = 1.302 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

OK ii. Armatures supérieure (sens y-y) :

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0$$

$$A_y \geq 0.8 \times 10^{-3} \times (100 \times 15) = 1.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min_y} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min_y} = 1.20 \text{ cm}^2 \rightarrow OK$$

g.2 Diamètre maximal des barres : (Art A7.21 BAEL.91)

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm}$. $\rightarrow$ Condition vérifier.

g.3 Espacements des armatures (Art A8.2.42 BAEL91) :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

i. Armatures inférieures (sens x-x) :

$$S_t \leq \min\{2h_t ; 25 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

ii. Armatures supérieures (sens y-y) :

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

g.4 Vérification au poinçonnement : CBA 93 (Art A.5.2.4.2)

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition

suivante est satisfaite.

$$q_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle μ_c : Périmètre du contour de l'air sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 4.2 \text{ m.}$$

$$\overline{Q_u} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} < \overline{Q_u} = 472.5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Donc pas besoin d'armature transversal.

g.5 Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont aux maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$ donc ;

$$\text{- Au milieu de U :}$$

$$P \quad 121.5$$

$$V_u = \frac{3 \times V}{3 \times 0.8} = \frac{121.5}{3 \times 0.8} = 50.625 \text{ KN.}$$

$$\text{- Au milieu de V :}$$

$$P \quad 121.5$$

$$V_u = \frac{2U + V}{2 \times 0.8 + 0.8} = \frac{121.5}{2 \times 0.8 + 0.8} = 50.625 \text{ KN.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{50.625 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.389 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.389 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

h. Vérification à l'ELS : - En travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 9.16 = 7.786 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 7.019 = 5.97 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 9.16 = 2.748 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3M_y = 0.3 \times 7.019 = 2.106 \text{ KN.m}$$

h.1. Ferrailage :

Il se fera à l'ELS pour une bonde de 1ml de largeur en flexion simple. Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront sur le tableau cidessous :

Zone	Sens	$M_s \text{ (KN.m)}$	μ_1	β_1	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
En travées	$x - x$	7.786	0.0032	0.968	1.76
	$y - y$	5.97	0.0028	0.970	1.43
Aux appuis	$x - x$	2.748	0.0011	0.981	0.65
	$y - y$	2.106	0.0010	0.982	0.50

Tableau III.7 : Ferrailage de la dalle pleine à l'ELS

⇒ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant

h.2. Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle appuyé sur 4 appuis, on peut se dispenser du calcul de la flèche

si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$ht / l_x \geq M_x^t / 20M_x$$

$$Ax / b \times d \leq 2 / f_e$$

$$ht / l_x = 15 / 150 = 0.1 \geq M_x^t / 20M_x = 7.786 / 20 \times 9.286 = 0.042 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \blacklozenge$$

$$Ax / b \times d = 3.14 / 100 \times 13 = 0.0024 \leq 2 / f_e = 2 / 400 = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \blacklozenge$$

⇒ La flèche est vérifiée.

† Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrailer

comme suit : - Sens x-x :

Pour le lit inférieur : **4HA10/ml** avec un espacement de 25 cm.

Pour le lit supérieur : **4HA8/ml** avec un espacement de 25 cm. - Sens y-y :

Pour le lit inférieur : **4HA8/ml** avec un espacement de 25 cm.

Pour le lit supérieur : **4HA8/ml** avec un espacement de 25 cm.

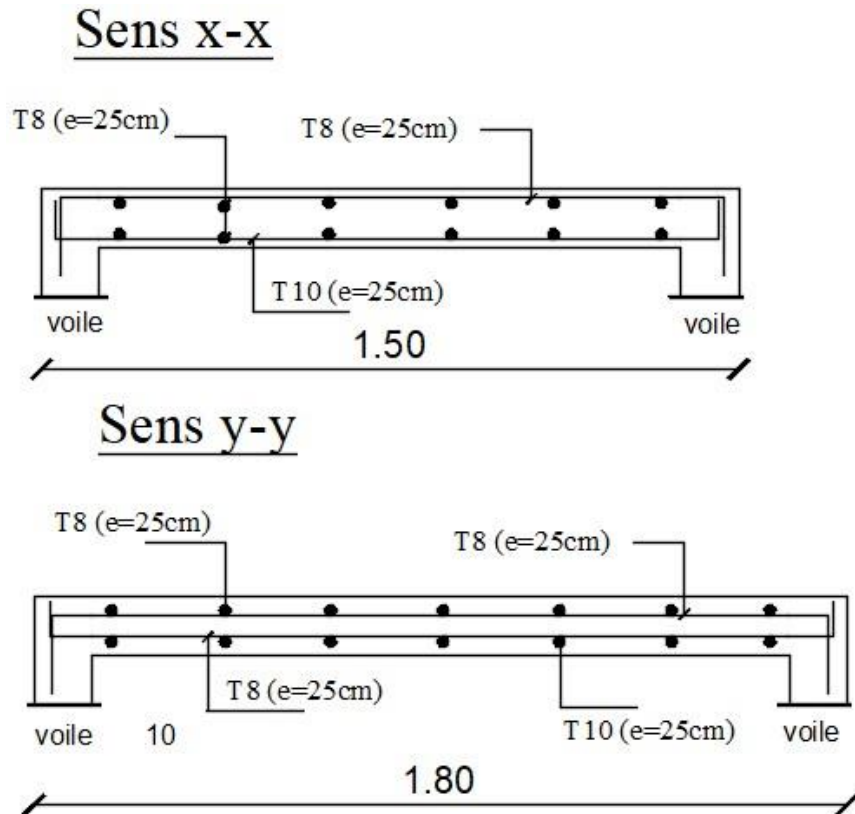


Figure III.23 : Schéma de ferrailage de la dalle salle machine

2.3. Balcons :

Le balcon est considéré comme une console en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, son calcul se fera comme une poutre encastrée d'une seule extrémité (au niveau de la poutre de rive).

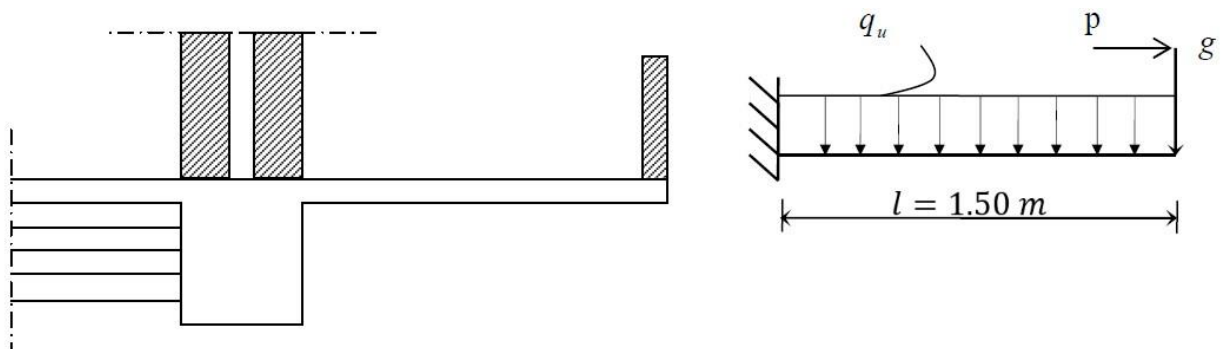


Figure III.24 : Schéma statique de calcul du balcon.

a. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1 ml de longueur.

- Charge permanente :

-

Poids de la dalle pleine : $G = 5.27 \times 1 = 5.27 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du garde du corps : $g = 1.70 \text{ KN/ml}$.

Charge horizontale due à la main courante : $p = 1 \text{ KN/ml}$.

- Surcharge d'exploitation :

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$.

NB : Le moment engendré par l'effort de la poussée due à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément réparties.

Donc, on néglige cet effort dans les calculs.

Le balcon est calculé en flexion simple.

b. Calcul a l'ELU :

La dalle pleine : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 3.5) = 12.36 \text{ KN/ml}$. Le garde du corps : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.70 = 2.3 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul du moment d'encastrement :** La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égal à :

- Moment provoquer par la charge $\langle q_u \rangle$:

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{-12.36 \times 1.5^2}{2} = -13.91 \text{ KN.m}$$

- Moment provoquer par la charge $\langle g_u \rangle$:

$$M_{gu} = g_u l = -2.3 \times 1.5 = -3.45 \text{ KN.m}$$

- Moment totale :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -13.91 - 3.45$$

$$M_u = -17.36 \text{ KN.m}$$

NB : Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

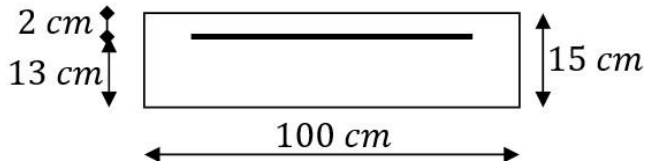
c. Ferrailage :

- **Calcul des armatures principales :**

$$M_u = 17.36 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.36 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.071$$

$$\mu = 0.072 < 0.392 \Rightarrow S. S. A$$



$$\mu = 0.072 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = M \beta d_{tmax} \gamma f_{es} = 0.963 \cdot 597 \times 18 \times 103 \times 348 = 0.963$$

$$A_s = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartitions :**

$$A_s = 4.52$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

d. Vérifications à l'ELU :

d.1. Espacements des armatures :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h_t ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

d.2. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 BAEL.91)

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_t}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57_{28} \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

d.3. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.211 BAEL.91)

$$V_u = q_u l + g_u = 12.36 \times 1.5 + 2.3 = 20.84 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20.84}{100 \times 13} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$bd = 100 \times 13$$

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{ct28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable)

$$\rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} \text{ MPa}$$

Avec $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers H.A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U} \quad \text{avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U} = \frac{20.84 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 12.56} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

d.5. Longueur de scellements droit : (Art A6.1,253 BAEL.91)

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

Ψ_s : Coefficient scellement.

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Soit : $l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

e. Vérification à l'ELS :

e.1. Combinaison des charges : $q_s = G + Q$

Dalle : $q_s = 5,27 + 3,5 = 8,77$

KN/ml Garde du corps : $g_s = 1,70$

KN/ml

e.2. Calcul du moment d'encastrement :

Moment provoquer par la charge (q_s) :

$$M_{q_s} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{8,77 \times 1,5^2}{2} = 9,87 \text{ KN.m}$$

- Moment provoquer par la charge (g_s) :

$$M_{g_s} = g_s l = 1,7 \times 1,5 = 2,55 \text{ KN.m}$$

- Moment totale :

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 9,87 + 2,55$$

$$M_s = 12,42 \text{ KN.m}$$

e.3. Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$

avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ avec : } \sigma_s = \beta \frac{M_s}{1dA_s}$$

○ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = 100A_s / b_0 d = 100 \times 4,52 / 100 \times 13 = 0,35 \quad \rho_1 = 0,35 \rightarrow k_1 = 39,35 \rightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d} = \frac{12,42 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 452} = 232,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 232,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

○ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{232.78}{39.35} = 5.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

e.4. Etat limite de déformation : (Art B6.8,424 BAEL.91) D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

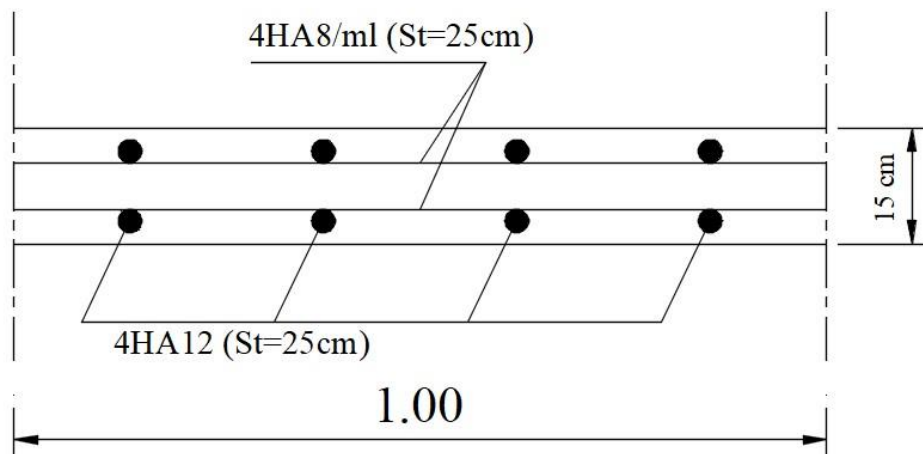
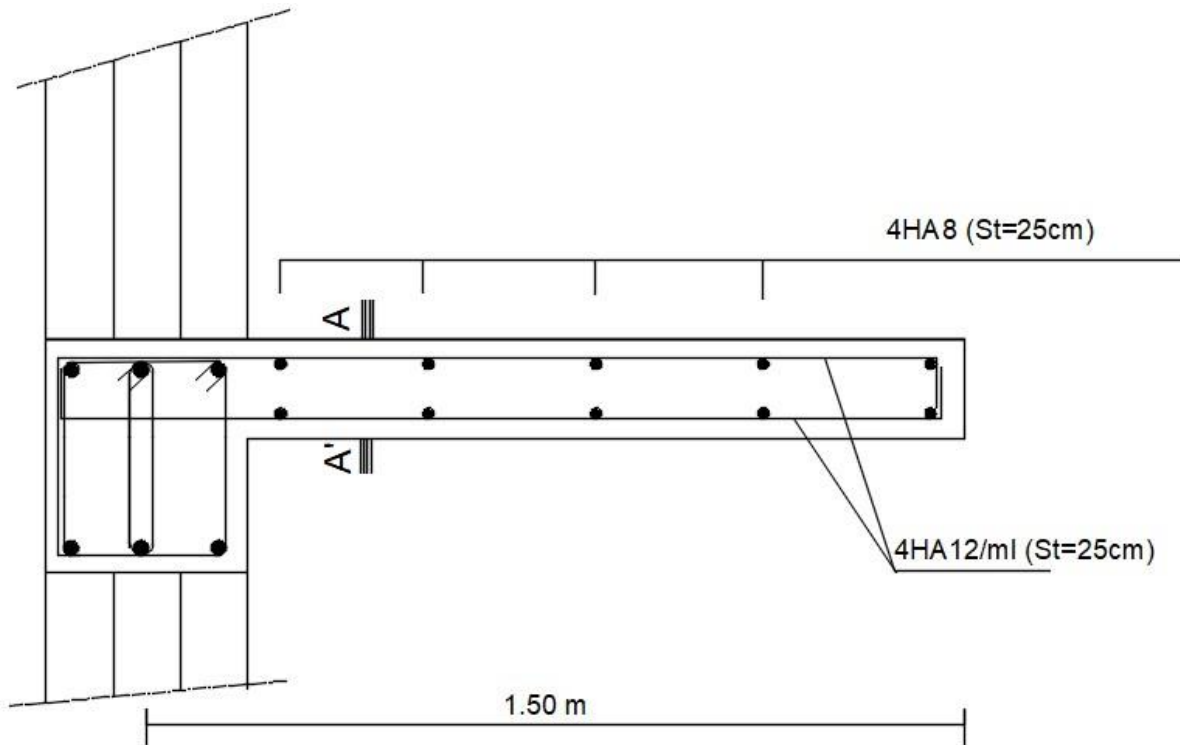
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \frac{h}{L} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$= 0.1 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{17.36}{15 \times 17.36} = 0.067 \quad \frac{h}{L} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

f. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A'

Figure III.25 : Schéma de ferrailage des balcons

2.4 Porte-à-faux :

Le porte-à-faux est considéré comme une console en dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, son calcul se fera comme une poutre encastrée d'une seule extrémité (au niveau de la poutre de rive).

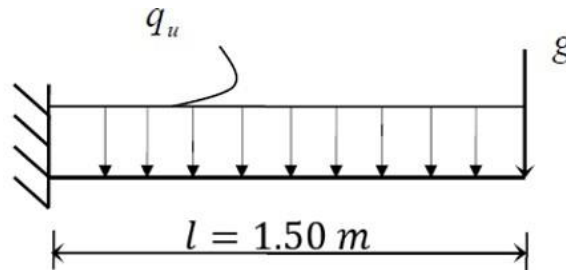


Figure III.26 : Schéma statique de calcul du porte-à-faux.

a. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1 *ml* de longueur.

- Charge permanente :

Poids de la dalle pleine : $G = 5.11 \times 1 = 5.11 \text{ KN/ml}$.

Poids propre du mur extérieur : $g = 2.36 \times (3.06 - 0.35) = 6.40 \text{ KN/ml}$.

- Surcharge d'exploitation :

$Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$.

Le calcul se fera en flexion simple.

b. Calcul a l'ELU :

La dalle pleine : $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 1.5) = 9.15 \text{ KN/ml}$. Le garde du corps : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 6.40 = 8.64 \text{ KN/ml}$.

• **Calcul du moment d'encastrement :** La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement, le moment est égal à :

- Moment provoquer par la charge $\langle q_u \rangle$:

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{-9.15 \times 1.5^2}{2} = -10.30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment provoquer par la charge $\langle g_u \rangle$:

$$M_{gu} = g_u l = -8.64 \times 1.5 = -12.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Moment totale :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -10.30 - 12.96$$

$$M_u = -23.26 \text{ KN.m}$$

NB : Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue.

c. Ferrailage :

- **Calcul des armatures principales :**

$$M_u = 23.26 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.26 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.096$$

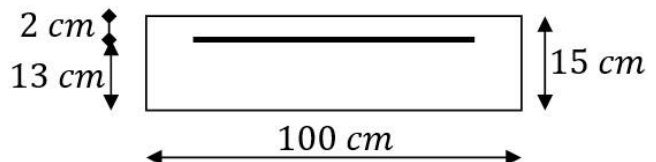
$$\mu = 0.096 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.096 \Rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.26 \times 10^6}{0.949 \times 130 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_s = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{T}14 = 6.15 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$



- **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

d. Vérifications à l'ELU :

d.1. Espacements des armatures :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

- a. Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- b. Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h_t ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{6 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

d.2. Condition de non fragilité : (Art 4.2 BAEL.91)

$$A_{min} = \left(0.23 \frac{f_t}{f_e}\right) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d.3. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.211 BAEL.91)

$$V_u = q_u l + g_u = 9.15 \times 1.5 + 8.64 = 22.37 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} = \frac{22.37}{100} = 0.2237 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{ct} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.2237 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U} \quad \text{avec } \sum U : \text{Somme des périmètres utiles des barres tendues}$$

$$\sum U = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U} = \frac{22.37 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.015 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.015 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d.5. Longueur de scellements droit : (Art A6.1,23 BAEL.91)

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

4×400

La longueur de scellement droit : $l_s = \phi_{4\tau} f_{se} = 1 \dots = 49.38 \text{ cm}$

4×2.835

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL91modifié99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Soit : } l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

e. Vérification à l'ELS :**e.1. Combinaison des charges : $q_s = G + Q$**

$$\text{Dalle : } q_s = 5.11 + 1.5 = 6.61$$

$$\text{KN/ml Mur extérieur : } g_s = 6.4$$

$$\text{KN/ml}$$

e.2. Calcul du moment d'encastrement :

Moment provoquer par la charge (q_s) :

$$M_{qs} = \frac{q_{ul}^2}{2} = \frac{6.61 \times 1.5^2}{2} = 7.44 \text{ KN.m}$$

- Moment provoquer par la charge (g_s) :

$$M_{gs} = g_s l = 6.4 \times 1.5 = 9.6 \text{ KN.m}$$

- Moment totale :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = 7.44 + 9.6$$

$$M_s = 17.04 \text{ KN.m}$$

e.3. Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

○ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = 100 A_s / b_0 d = 100 \times 513.65 / 100 \times 13 = 0.43 \quad \rho_1 = 0.43 \rightarrow k_1 = 34.5$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0.899$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{17.04 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 258.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 258.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

○ Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{258.06}{34.5} = 7.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

e.4. Etat limite de déformation : (Art B6.8,424 BAEL.91)

D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

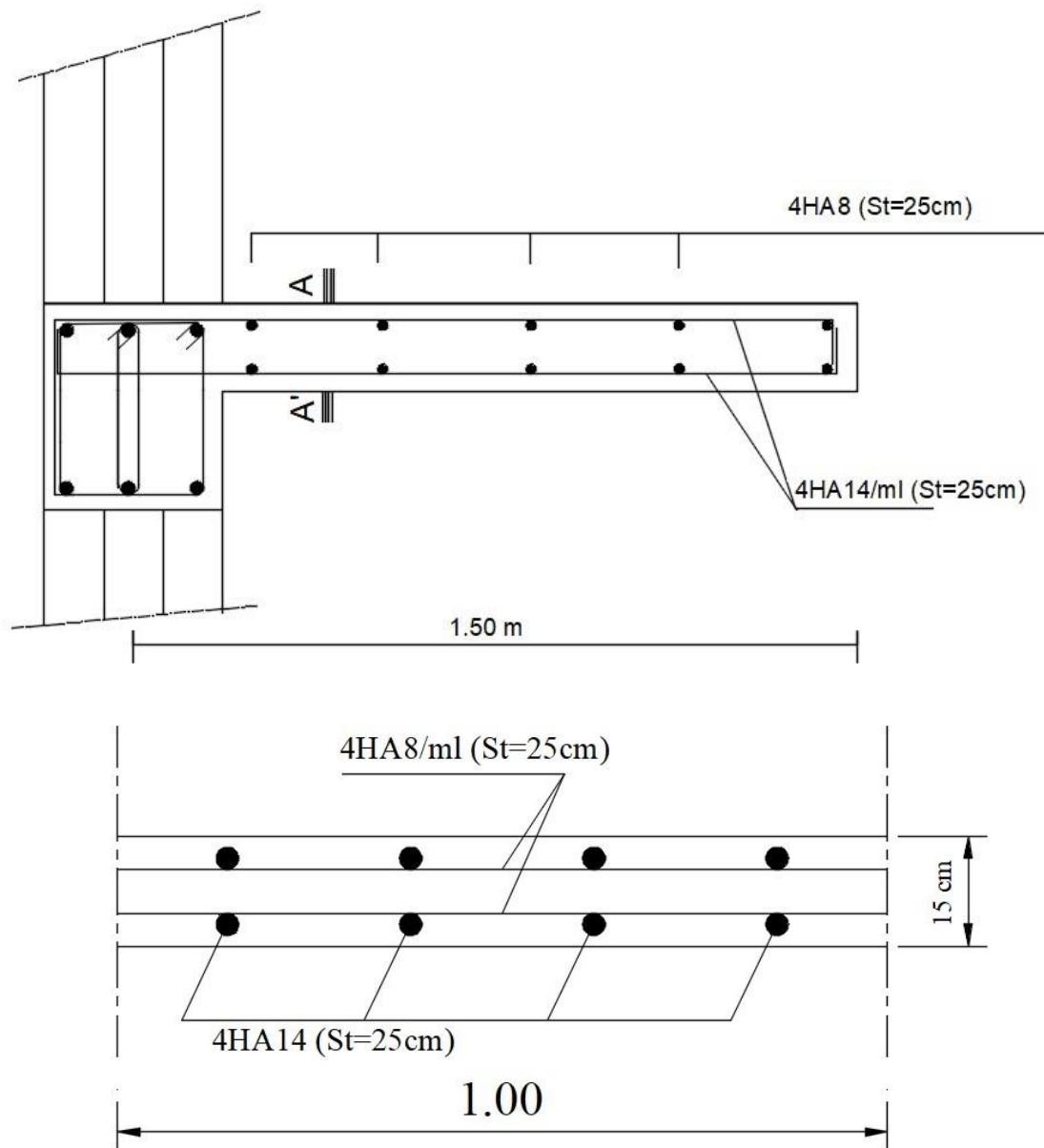
$$= \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$\frac{h_t}{L} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$= 0.1 \geq \frac{h}{15 M_0} = \frac{h}{15 \times 23.26} = 0.067 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

f. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A'

Figure III.27 : Schéma de ferrailage des porte-à-faux

3. Calcul des escaliers :

Dans le chapitre 2 on a opté pour une épaisseur de ($e = 20 \text{ cm}$) pour la paillasse.

Le chargement :

- Volée : $G = 10.42 \text{ KN/m}^2$
- Palier intermédiaire : $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ Pour toute la paillasse.

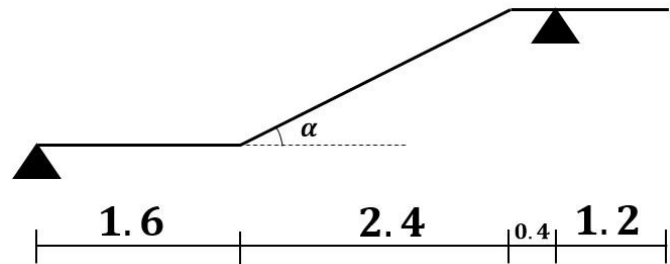


Figure III.28 : coupe verticale de l'escalier à calculer

3.1.Calcul des efforts :

- **Combinaison de charge à l'ELU :**

- La volée :

$$q_{volée} = 1.35G + 1.5Q = (10.43 \times 1.35 + 2.5 \times 1.5) \times 1 \text{ ml} = 17.83 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_{palier} = 1.35G + 1.5Q = (6.36 \times 1.35 + 2.5 \times 1.5) \times 1 \text{ ml} = 12.34 \text{ KN/ml}$$

- **Etude de la paillasse :**

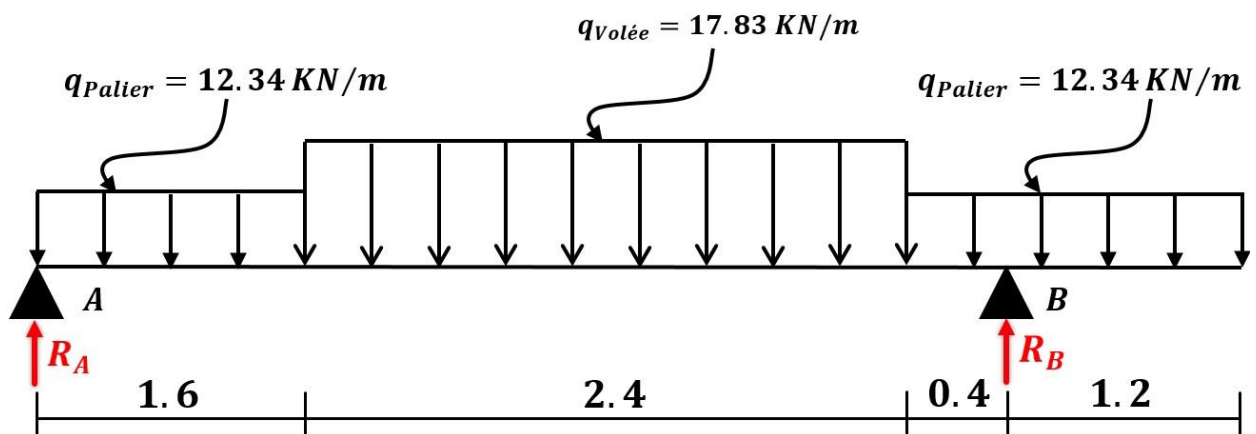


Figure III.29 : Schéma statistique de calcul de l'escalier à l'ELU.

- a. **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.34 \times 2 \times 1.6 + 17.83 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 82.28 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow [q_{palier} \times 1.6 \left(\frac{1.6}{2} + 4 \right)] - 4.4R_B + [q_{volée} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 1.6 \right)] + [q_{volée} \times 1.6 \left(\frac{1.6}{2} \right)]$$

$$R_B = \frac{(12.34 \times 7.68) + (17.83 \times 6.72) + (12.34 \times 1.28)}{4.4}$$

$$R_B = 52.36 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \{R_A = 29.92 \text{ KN } R_B = 52.36 \text{ KN}$$

b. Calcul des efforts internes :

- Pour $0 \leq x \leq 1.6$:

$$T = R_A - q_{\text{Palier}} \times x = 29.92 - 12.34x$$

$$T(x = 0) = 29.92 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 1.6) = 10.18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M = R_A x - q_{\text{Palier}} \frac{x^2}{2} = 29.92x - 12.34 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 1.6) = 32.08 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T = R_A - 1.6q_{\text{Palier}} - q_{\text{Volée}}$$

$$T = 29.92 - 1.6 \times 12.34 - 17.83(x - 1.6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x = 1.6) = 10.18 \text{ KN} \\ T(x = 4) = -32.62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M = R_A x - 1.6q_{\text{Palier}} \left(x - \frac{1.6}{2}\right) - q_{\text{Volée}} \left(\frac{(x - 1.6)^2}{2}\right)$$

$$M = 29.92x - 19.74(x - 0.8) - 17.83 \left(\frac{(x - 1.6)^2}{2}\right)$$

$$M = -8.92x^2 + 38.7x - 7.03$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 1.6) = 32.08 \text{ KN.m} \\ M(x = 4) = 5.15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour $1.6 \leq x \leq 4$ ($x - 1.6$) :

$$\text{à } x = 2.17 \text{ m} \Rightarrow M^{\text{max}} = 34.96 \text{ KN.m}$$

- Pour $0 \leq x \leq 1.2$:

$$(x = 1.2) = 14.81$$

$$T = q_{\text{Palier}} \times x = 12.34x$$

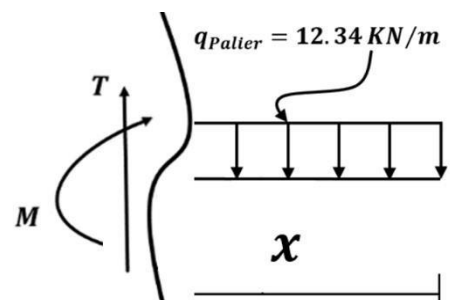
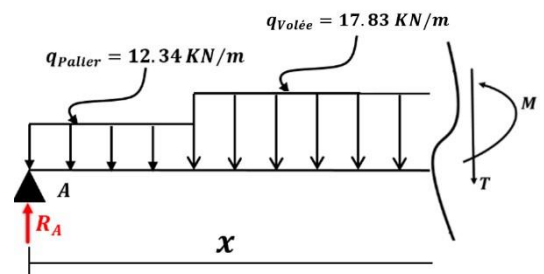
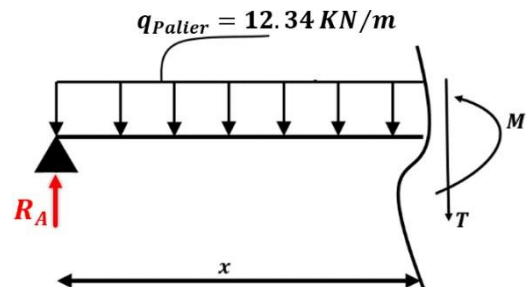
$$T(x = 0) = 0 \text{ KN}$$

T KN

$$M = q_{\text{Palier}} \frac{x^2}{2} = 12.34 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

{



$$M(x = 1.2) = -8.88 \text{ KN.m}$$

- Pour $1.2 \leq x \leq 1.6$:

$$T = -R_B + q_{\text{Palier}} \times x = -52.36 + 12.34x$$

$$T(x = 1.2) = -37.55 \text{ KN}$$

{

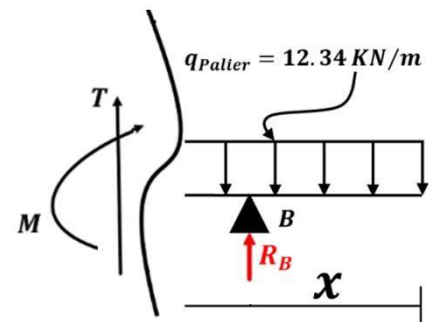
$$T(x = 1.6) = -32.62 \text{ KN}$$

$$M = -R_B(x - 1.2) + q_{\text{Palier}} \frac{x^2}{2} = -52.36(x - 1.2) + 12.34 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 1.2) = -8.88 \text{ KN.m}$$

{

$$M(x = 1.6) = 5.15 \text{ KN.m}$$



PS : On multiplie M^{max} par des coefficients de réductions pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités.

En travées : $M_t = 0.85M^{max} = 0.85 \times 34.96 = 29.72 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.3M^{max} = -0.3 \times 34.96 = -10.49 \text{ KN.m}$

c. Diagramme des efforts interne :

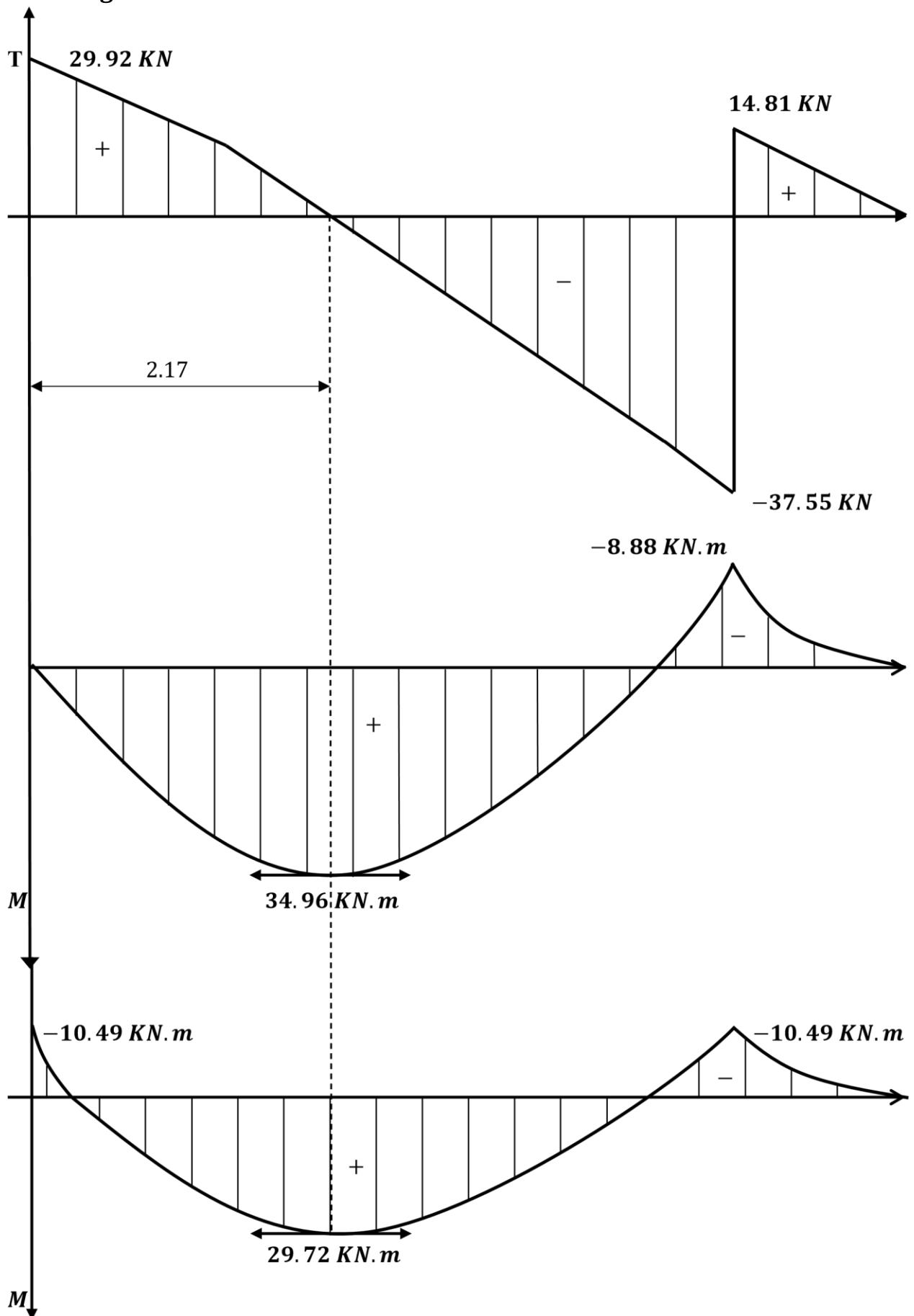


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELU

3.2. Calcul des armatures :- En travée :**a. Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.72 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 > \mu_r = 0.186 \Rightarrow S. S. A \quad \mu = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = M_t / \beta d \gamma f_{gs} = 29.72 \times 10^3 / 0.967 \times 18 \times 348 = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA12} = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Aux appuis :**a. Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.49 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 > \mu_r = 0.186 \Rightarrow S. S. A \quad \mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = M_t / \beta d \gamma f_{gs} = 10.49 \times 10^3 / 0.989 \times 18 \times 348 = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA10} = \mathbf{3.92 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

b. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

3.3. Vérifications à l'ELU :**a. Espacements des armatures : -**Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h_t ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h_t ; 45 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

b. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 BAEL.91) -

En travée :

$$A_{min} = (0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 18 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

$$A_{min} = (0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 18 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1 BAEL.91)

$$V_{umax} = 37.55 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{37.55 \times 10^3}{100 \times 18} = 0.209 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{ct28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque de cisaillements.

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art 6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\tau_{se} = 0 \frac{V_{umax}}{\sum U} \text{ avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{\sum U} = \frac{37.55 \times 10^3}{18.84} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$0.9d \sum U = 0.9 \times 180 \times 188.4$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

e. Longueur de scellements droit : (Art A6.1,253 BAEL.91)

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence Ψ_s

: Coefficient scellement.

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$2 \times 400$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi_{4T} f_{se}}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

Etant données que la longueur de scellements dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$l_a = 0.4 l_s \rightarrow l_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

f. Influence de l'effort tranchant :

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisamment avec sa longueur de scellement droit.

Pour cela il faut vérifier cette condition : $A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}}$

$$V_{u \max} = 37.55 \times 10^3$$

$$A_{st \text{ ancrée}} = \frac{V_{u \max}}{\gamma_s} = \frac{37.55 \times 10^3}{1.25} = 30.04 \times 10^3 = 3.004 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 3.004 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

3.4. Vérification à l'ELS :

a. Combinaison de charge à l'ELS :

- La volée :

$$q_{volée} = G + Q = (10.43 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.93 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_{palier} = G + Q = (6.36 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.86 \text{ KN/ml}$$

b. Etude de la paillasse :

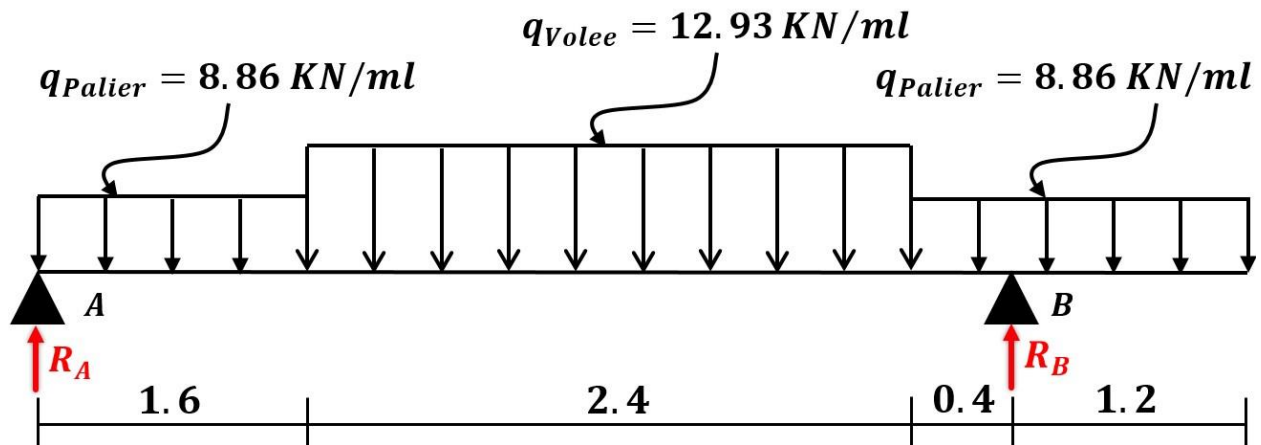


Figure III.31 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

c. Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.86 \times 2 \times 1.6 + 12.93 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 59.38 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow [q_{Palier} \times 1.6 \left(\frac{1.6}{2} + 4 \right)] - 4.4 R_B + [q_{volée} \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} + 1.6 \right)] + [q_{volée} \times 1.6 \left(\frac{1.6}{2} \right)]$$

$$R_B = \frac{(8.86 \times 7.68) + (12.93 \times 6.72) + (8.86 \times 1.28)}{4.4}$$

$$R_B = 37.79 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \{ R_A = 21.59 \text{ KN } R_B = 37.79 \text{ KN}$$

d. Calcul des efforts internes :

- Pour $0 \leq x \leq 1.6$:

$$T = 21.59 - 8.86x$$

$$T(x = 0) = 21.59 \text{ KN}$$

{

$$T(x = 1.6) = 7.41 \text{ KN}$$

$$M = 21.59x - 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 1.6) = 23.20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Pour $1.6 \leq x \leq 4$:

$$T = 21.59 - 1.6 \times 8.86 - 12.93(x - 1.6)$$

$$T(x = 1.6) = 7.41 \text{ KN}$$

$$\left\{ \right.$$

$$T(x = 4) = -23.62 \text{ KN}$$

$$M = -6.47x^2 + 28.10x - 5.21$$

$$M(x = 1.6) = 23.20 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \right.$$

$$M(x = 4) = 3.77 \text{ KN.m} \quad \text{à } x = 2.17$$

$$m \Rightarrow M^{max} = 25.32 \text{ KN.m}$$

- Pour $0 \leq x \leq 1.2$:

$$T = 8.86x$$

$$T(x = 0) = 0 \text{ KN}$$

$$\left\{ \right.$$

$$T(x = 1.2) = 10.63 \text{ KN}$$

$$M = 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \right.$$

$$M(x = 1.2) = -6.38 \text{ KN.m}$$

- Pour $1.2 \leq x \leq 1.6$:

$$T = -37.79 + 8.86x$$

$$T(x = 1.2) = -27.14 \text{ KN}$$

$$\left\{ \right.$$

$$T(x = 1.6) = -23.60 \text{ KN}$$

$$M = -37.79(x - 1.2) + 8.86 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 1.2) = -6.38 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \right.$$

$$M(x = 1.6) = 3.77 \text{ KN.m}$$

PS : On multiplie M^{max} par des coefficients de réductions pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités.

En travées : $M_t = 0.85M^{max} = 0.85 \times 25.32 = 21.52 \text{ KN.m}$ En

appuis : $M_a = -0.3M^{max} = -0.3 \times 25.32 = -7.60 \text{ KN.m}$

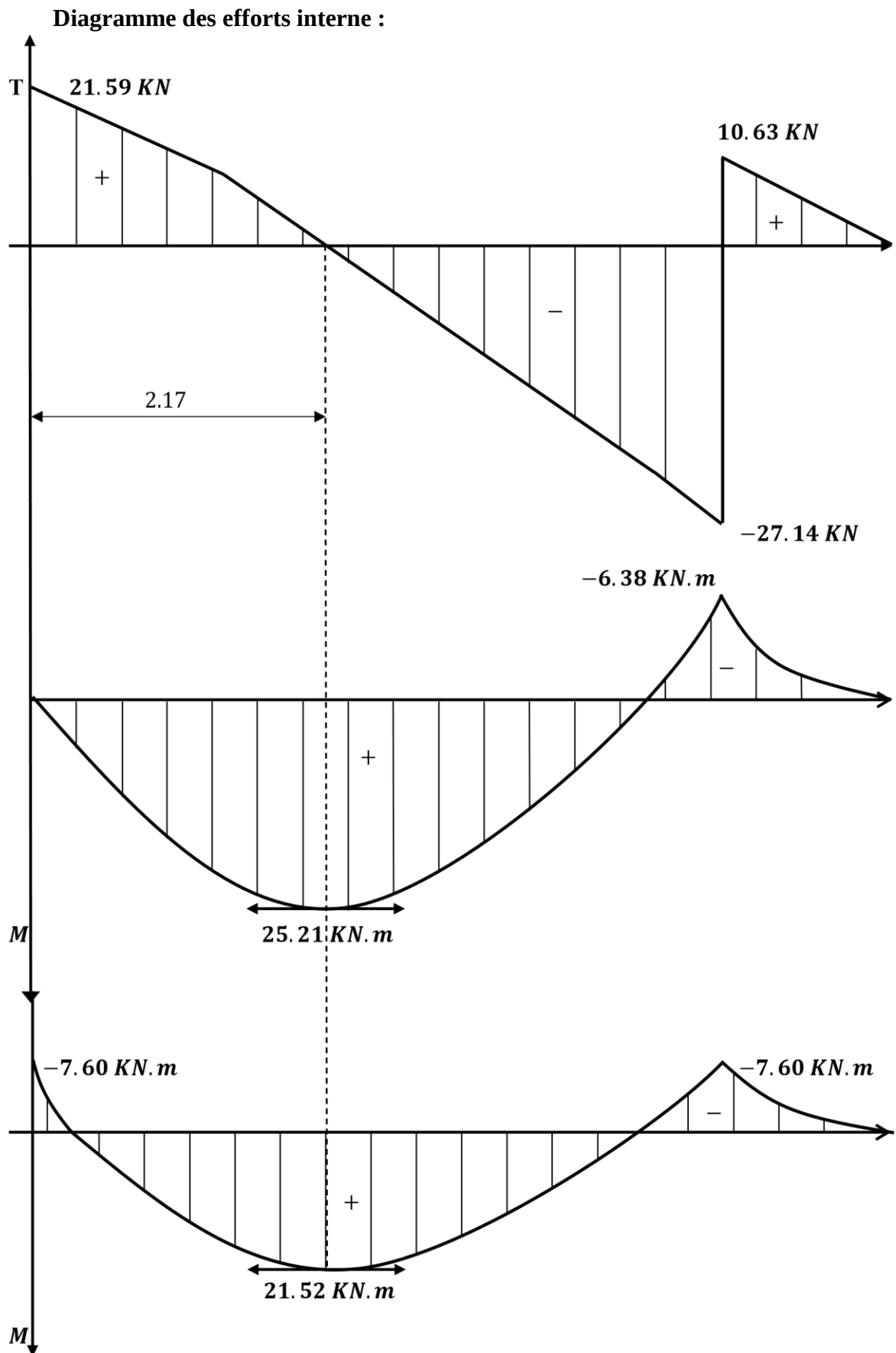


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants et des moments à l'ELS

e. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art 5.3,2 BAEL91) La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

f. Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc}$
 $= 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \quad \text{avec : } \sigma_s = \beta \frac{M_s}{A_s} d$$

- En travée :

● **Contrainte dans les aciers :** $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314$$

$$b_0 d = 100 \times 18$$

$$\rho_1 = 0.314 \rightarrow k_1 = 41.82 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{21.25 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 229.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 229.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

● **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{229.11}{41.82} = 5.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

● **Contrainte dans les aciers :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$b_0 d = 100 \times 18$$

$$\rho_1 = 0.218 \rightarrow k_1 = 51.67 \rightarrow \beta_1 = 0.925$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{7.60 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 392} = 116.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 116.44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

○ Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{116.44}{51.67} = 2.25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

h. Etat limite de déformation : (Art B6.8,424 BAEL.91) D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{565}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

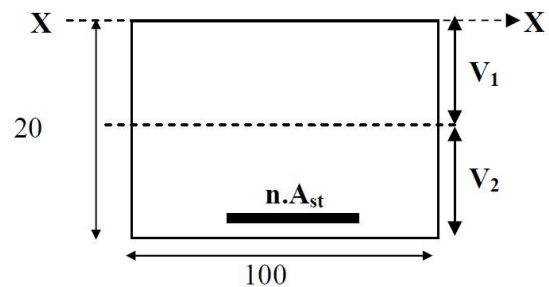
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0.045 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{21.25}{15 \times 12.93} = 0.11 \Rightarrow \text{Condition non vérifier.}$$

La 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, donc il faut procéder au calcul de la flèche.

✦ Calcul de la flèche : (Art B6.5,2 BAEL91)

$$f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < f = \frac{M_s l^2}{500}$$

$$f_v = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_{fv}} < f = \frac{M_s l^2}{500}$$



Aire de la section homogénéiser :

$$B_0 = B + n A_{st} = b h + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

Le $\frac{h}{2} + 15 A_{st}$ moment statique de la section homogénéiser par rapport à l'axe (x-x) : b^2

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 A_{st} =_{st} d$$

$$S_{/xx} = + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^2$$

$$2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéiser par rapport au centre de

gravité : $I_0 = b (V_1^3 + V_2^3) + 15A (V_2 - c)^2$

$$I_0 = \frac{st}{3 \times 100} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2 = 71870.22 \text{ cm}^4$$

Avec :

B_0 : aire de la section homogénéisée

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

E_v, E_i : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

I_{fv}, I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0031(2 + 3)} = 7$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7 = 2.8$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 229.11 + 2.1} = 0.242$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 71870.22}{1 + 2.8 \times 0.242} = 47125.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 71870.22}{1 + 7 \times 0.242} = 29345.67 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa} ; E_v = 10817.86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{21.52 \times 10^3 \times 440^2}{10 \times 32164.2 \times 29345.67} = 0.44 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$f_i = \frac{21.52 \times 10^3 \times 440^2}{10 \times 10817.86 \times 47125.2} = 0.81 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires

3. 5. Schéma de ferrailage :

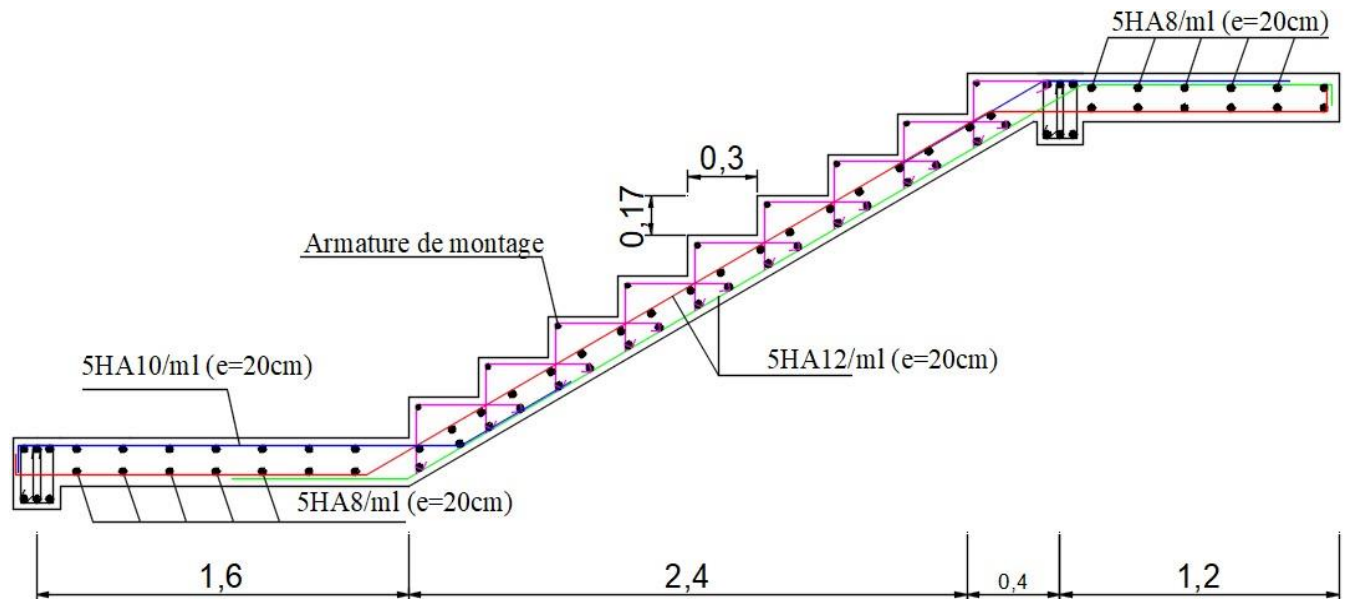


Figure III.33 : Schéma de ferrailage des escaliers.

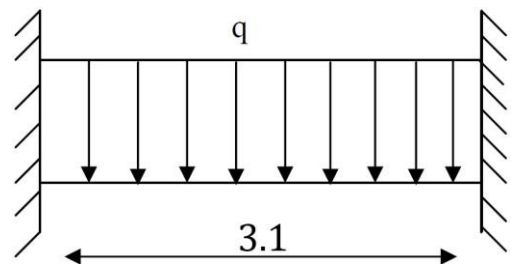
4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est considérée comme semi encastree dans les poteaux alors en prendra :

$$M_a = -0.3M_0$$

$$M_t = 0.85M_0$$

4.1. Prédimensionnement de la poutre palière :



L

L

$$\begin{aligned} \overline{15} &\leq h_t \leq \overline{15} \\ 0.4h_t &\leq b \leq 0.7h_t \\ \frac{310}{15} &\leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.67 \leq h_t \leq 31 \text{ Soit } h_t = 30 \text{ cm} \\ 0.4 \times 30 &\leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ Soit } b = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003**(article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
 $\{h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \implies (\text{RPA 99 version 2003 Art.7.5.1})$
 $h/b = 30/20 = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

4.2.Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre :

Poids propres de la poutre = $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELU : $R_B = 52.36 \text{ KN/ml}$ Réaction de la poutre à l'ELS : $R_B = 37.79 \text{ KN/ml}$

4.3.Calcul à l'ELU :

a. Combinaison des charges :

Poids propres de la poutre : $1.5 \times 1.35 = 2.025 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELU : 52.36 KN/ml $q_u = 54.385 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des efforts internes : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{54.385 \times (3.1)^2}{8} = 65.33 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 65.33 = 55.53 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = 0.3 \times 65.33 = -19.60 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_y = \frac{q_u l}{2} = \frac{54.385 \times 3.1}{2} = 84.30 \text{ KN}$$

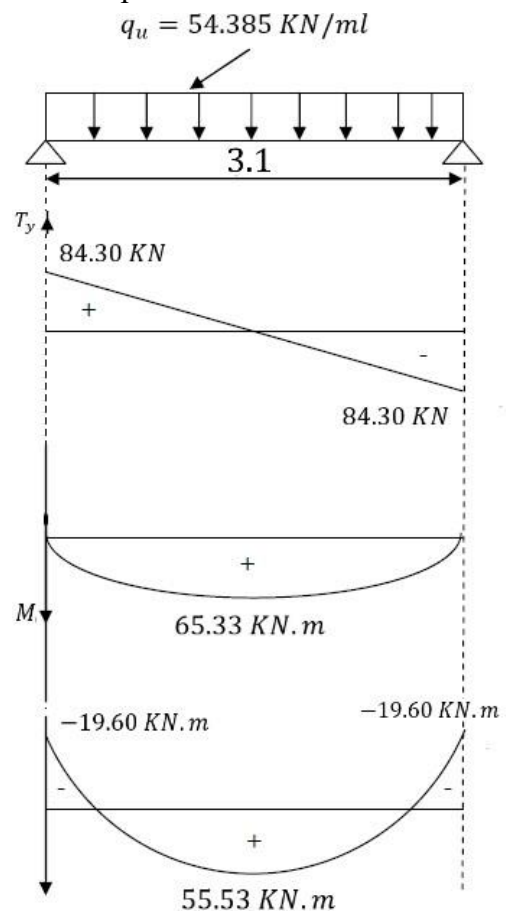


Figure III.34 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

c. Calcul des armatures :

$$b = 20 \text{ cm} \quad d = 28 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} -$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.53 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.250$$

$$\mu = 0.250 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow S. S. A \quad \mu = 0.250 \Rightarrow \beta = 0.854$$

$$A_{st} = M / \beta d \gamma f_{es} = 55.53 \times 10^3 / 0.854 \times 28 \times 348 = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3HA14 + 3HA10 = 6.97 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.6 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow S. S. A \quad \mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = M / \beta d \gamma f_{es} = 19.6 \times 10^3 / 0.954 \times 28 \times 348 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

4.4. Vérification à l'ELU :

a. Exigence du RPA99 : (Art 7.5.2 RPA99/Version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section, donc :

$$A_s = 2,35 + 6,97 = 9,32 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Condition de non fragilité : (Art A4.2 BAEL91) - En travée :

$$A_{min} = (0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 20 \times 28 = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

$$A_{min} = (0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}) db = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 20 \times 28 = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

c. Vérification de l'effort tranchant : (Art A5.1,1 BAEL91)

$$V_u^{max} = 84.30 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{84.30 \times 10^3}{200 \times 280} = 1.505 \text{ MPa}$$

$$= \min \left(\frac{0.28}{\bar{\tau}_u} ; 5 \frac{0.2f}{\gamma_b} \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.505 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque de cisaillements.

d. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art A5.1,313 BAEL91)

$$\frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2V_u}{0.9db} = \frac{2 \times 84.3 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 280} = 3.35 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$3.35 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

e. Influence de l'effort tranchant : (Art A.5.1.312 BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieur suffisamment avec sa longueur de scellement droit.

Pour cela il faut vérifier cette condition : $A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}}$

$$A_{st\text{ ancrée}} = V_{u\max} / \gamma_s f_{t25} = 84.30 \times 10^3 / 348 \times 10^2 = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st\text{ adoptée}} = 6.97 \text{ cm}^2 > A_{st\text{ ancrée}} = 1.08 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A6.1.3 BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres on doit vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t25} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$V_{u\max}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum U} \quad \text{avec } \sum U: \text{ Somme des périmètres utiles des barres tendu}$$

$$\sum U = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1) = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U} = \frac{84.3 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 226.08} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinale.

g. Ancrage des barres aux appuis : (Art A6.1.23 BAEL91)

$$\tau_{se}^- = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi_1 f_e}{4 \tau_{se}^-} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$ Soit un crochet de 16 cm .

h. Calcul des armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; \frac{20}{10} ; 1.4 \right\} = 0.86 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend du } \phi 8$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de $\phi 8$

$$\rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

i. Espacements max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 BAEL91)

$$S_t^{max} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t^{max} \leq \min(25.2 ; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Écartement initiale :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3k f_{t28})}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadre droit $\rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$

= 1 dans le cas général

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 A_t f_e}{(\tau_u - 0.3k f_{t28}) b_0} \Rightarrow S_t = \left(\frac{0.8 \times 2.01 \times 235}{1.505 - 0.3 \times 2.1} \right) 20 = 21.60 \text{ cm}$$

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

D'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.5.2.2)** l'espacement est donné selon 2 zones :

- Zone nodale : (Aux appuis)

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

- Zone courante : (En travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

PS : On prend $S_t = 7 \text{ cm}$ pour la zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courante

j. Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art 5.1,22 BAEL91)

$$0.4 b S^t$$

Il faut vérifier cette condition : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.4 b S^t}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{4 \times 20 \times 15}{400} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4.5. Vérification à l'ELS :**a. Combinaison des charges :**

Poids propres de la poutre = 1.5 KN/ml

Réaction de la poutre à l'ELS : 37.79 KN/ml

$q_s = 39.29 \text{ KN/ml}$

b. Calcul des efforts internes : Moment isostatique

∴

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{39.29 \times (3.1)^2}{8} = 47.20 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 47.20 = 40.12 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = 0.3 \times 47.20 = -14.16 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_y = \frac{q_s l}{2} = \frac{39.29 \times 3.1}{2} = 60.90 \text{ KN}$$

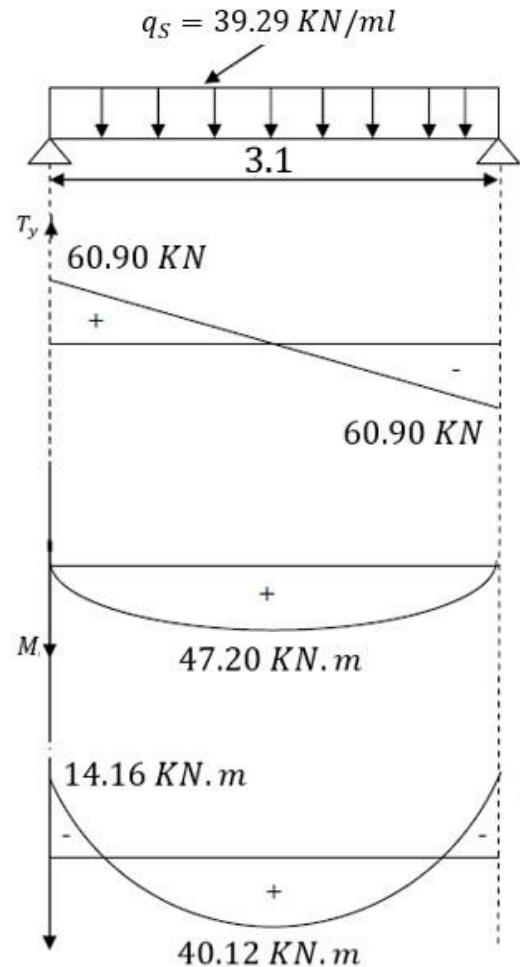


Figure III.35 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

c. **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art 5.3,2 BAEL91)** Etant données la fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d. **Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art 4.5,2 BAEL91)** On doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

M_s

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et : } \sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \text{ avec : } \sigma_s = \beta \frac{M_s}{I_{As}} - \underline{\text{En}}$$

travée :

○ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = 100 \frac{A_s}{b d} = 100 \frac{10020}{20 \times 628.97} = 1.24 \rightarrow k_1 = 18.11 \rightarrow \beta_1 = 0.849$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{I_{As}} = \frac{40.12 \times 10^6}{10020} = 242.14 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 d A_s = 0.849 \times 280 \times 697$$

$$\sigma_s = 242.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

○ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{242.14}{18.11} = 5.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 13.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- Aux appuis :

○ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \frac{100 A_s}{\rho} \frac{\bar{\sigma}_s}{1} = \frac{100 \times 2.35}{0.420} = 235 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow k_1 = 35.50 \rightarrow \beta_1 = 0.901$$

$$\rho_1 = 0.420$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{20 \times 28}{14.16 \times 10^6} = 238.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 238.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

○ **Contrainte dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{238.84}{35.50} = 6.73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

e. Etat limite de déformations : (Art B6.8,424 BAEL91) D'après les règles du BAEL.91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}; \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$= \frac{30}{310} = 0.097 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.97}{20 \times 28} = 0.012 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifier.}$$

$$= 0.097 \geq \frac{h}{15 M_0} = \frac{40.12}{15 \times 55.53} = 0.048 \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

→ La condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

✦ **Calcul de la flèche : (Art B6.5,2 BAEL91)** On doit vérifier que :

$$f_i = M_s l^2 / 10 E_i I_{fi} < \bar{f} = l / 500$$

$$f_V = M_s l^2 / 10 E_V I_{fV} < \bar{f} = l / 500$$

Aire de la section homogénéiser :

$$B_0 = B + n A_{st} = b h + 15 A_{st}$$

$$B_0 = 20 \times 30 + 15 \times 6.97 = 704.55 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéiser par rapport à l'axe ($x - x$) :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S_{/xx} = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 6.97 \times 28 = 11927.4 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{11927.4}{704.55} = 16.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16.93 = 13.07 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéiser par rapport au centre de

gravité : $I_0 = b (V_1^3 + V_2^3) + 15 A (V_2 - c)^2$

$$I_0 = \frac{b}{3} (16.93^3 + 13.07^3) + 15 \times 6.97 (13.07 - 2)^2 = 60047 \text{ cm}^4$$

Avec :

B_0 : aire de la section homogénéisée

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

E_V, E_i : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

I_{fV}, I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.97}{20 \times 28} = 0.012$$

$$\lambda_l = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.012(2 + 3)} = 1.75$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_l = \frac{2}{5} \times 1.75 = 0.7$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 242.14 + 2.1} = 0.732$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 60047}{1 + 0.7 \times 0.732} = 43673.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fl} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_l \mu} = \frac{1.1 \times 60047}{1 + 1.75 \times 0.732} = 28957.34 \text{ cm}^4$$

$$E_l = 32164.20 \text{ MPa} ; E_v = 10817.86 \text{ MPa}$$

$$f_l = \frac{40.12 \times 10^3 \times 310^2}{10 \times 32164.2 \times 28957.34} = 0.41 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$f_l = \frac{21.52 \times 10^3 \times 310^2}{10 \times 10818.86 \times 43673.43} = 0.43 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

4.6. Schéma de ferrailage :

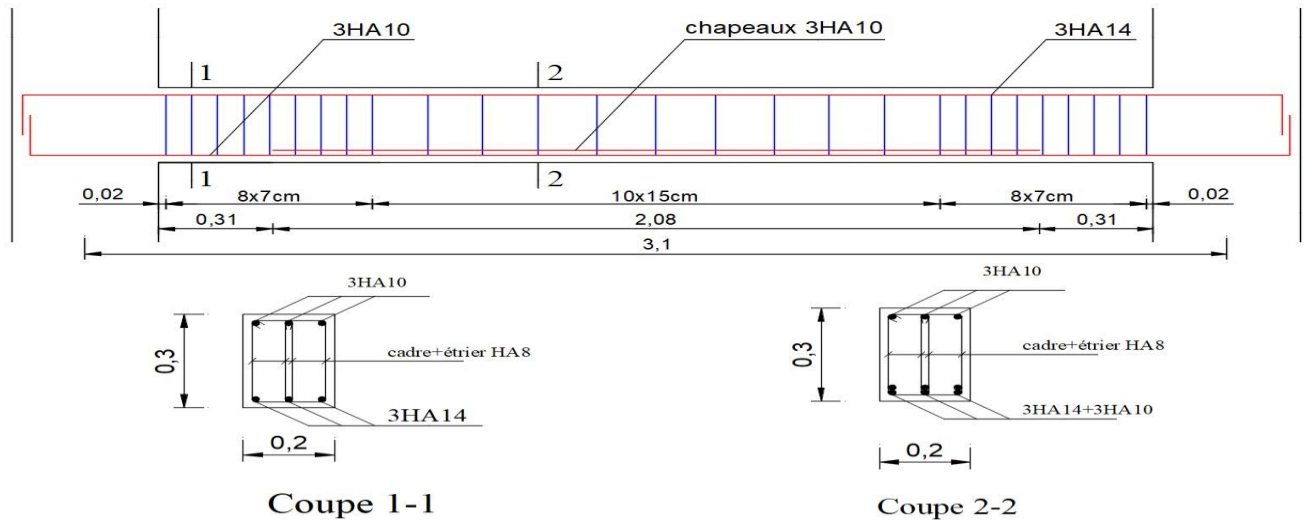


Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

5. Calcul de l'acrotère :

- Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

5.1.Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.725 \text{ KN}$.

Effort Tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à l'effort de renversement : $M = Qh \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$

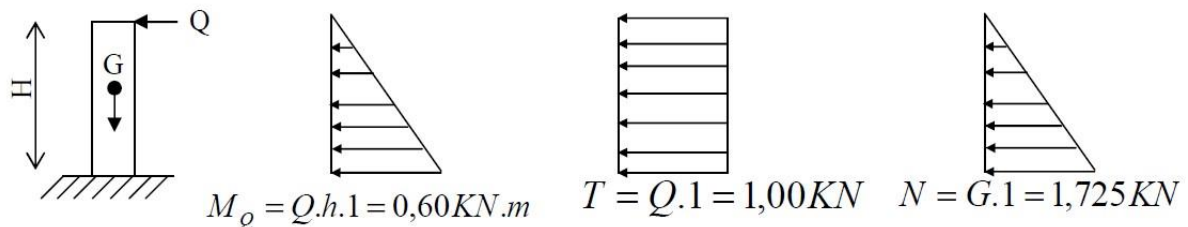
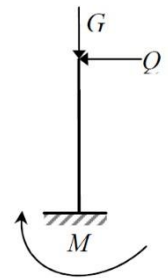


Figure III.37 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

⚡ Combinaison de charges : -

ELU :

La combinaison est $(1.35G + 1.5Q)$.

Effort normal de la compression dû à G : $N_u = 1.35G = 2.329 \text{ KN/ml}$

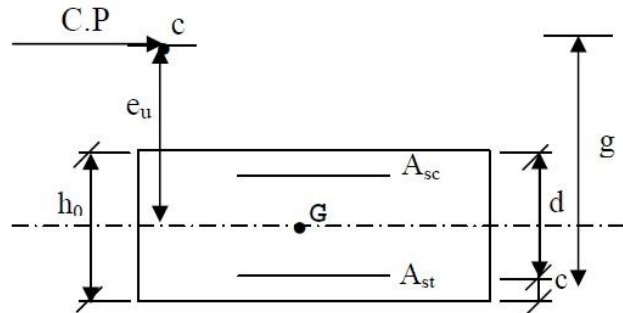
Effort tranchant : $T_u = 1.5T = 1.5 \text{ KN}$.

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5M_Q = 0.90 \text{ KN.m}$

- ELS :
- La combinaison est $(G + Q)$.
- Effort normal de la compression dû à G : $N_u = G = 1.725 \text{ KN/ml}$ - Effort tranchant : $T_u = T = 1 \text{ KN}$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$

5.2.Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C : Centre de poussée.

e : Excentricité.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendu.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.329} = 0.386 \text{ m}$$

$$e_u = 38.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow e_u = 38.6 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - C = 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple :

$$g = e_u \frac{h}{2} + c = \frac{10}{2} \cdot 0.386 + 0.02 = 0.416 \text{ m}$$

- Moment fictif : par rapport aux aciers tendus.

$$M_f = N_u \times g = 2.329 \times 0.416 = 0.969 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_f = M_f / b d^2 f_{bc} = 0.969 \times 10^5 / 100 \times 82 \times 14.2 \times 10^2 = 0.0106$$

$$\mu_f = 0.0106 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_f = 0.0106 \rightarrow \beta = 0.995$$

- Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.969 \times 10^5}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.35 \text{ cm}^2$$

c. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures : $\{A_{st} = A_{stf} - \sigma_{N_{st}} = 0.35 - 2 \frac{348.329 \times 101023}{1000000} = 0.28 \text{ cm}^2$

$$A_{sc} = A_{scf} = 0$$

$$A_{st} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (armatures de montage)}$$

5.3.Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \times [\quad]$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \frac{34.78 - 0.455 \times 8}{34.78 - 0.185 \times 8} \times [\quad] = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifier}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale : $A_{st} = A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2$ Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 33 \text{ c}$$

c. Vérification au cisaillement : (Art A5.2,2 BAEL.91) La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u^- = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} ; V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \tau_u^- = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{OK. } 1000 \times 80$$

Alors pas besoin d'armatures transversales.

d. Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art A6.1,3 BAEL/91)

$$\tau_{se} = \frac{\Psi_s f_{t28}}{V_u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{0.9d \sum \mu_i}{\sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum \mu_i = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

e. Ancrage des barres : (Art A6.1,22 BAEL.91)

$$\phi f_e \quad 0.8 \times 400$$

$$= \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.39 \text{ cm } l_s.$$

On prend $l_s = 30 \text{ cm}$.

5.4. Vérification des contraintes à l'ELS : L'acrotère est exposé aux intempéries,
donc la fissuration est considérée comme

préjudiciable.

$$N_s = 1.725 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KN/m.}$$

$$M_s \quad 0.60$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.725} = 0.348 \text{ m} = 34.8 \text{ cm}$$

$$e_s = 34.8 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

→ La section est partiellement comprimée.

On doit soit :

- Faire une vérification des contraintes :

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

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

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

- Faire un calcul d'armatures à l'ELS, puis comparer avec les armatures à l'ELU, et on prend le max des armatures à l'ELU et à l'ELS et A_{stmin} (s'il y a lieu).

Etape fictive : $g = e_s + \frac{h}{2} - C = 34.8 + 5 - 2 = 37.8 \text{ cm.}$

$$M_f = N_s \times g = 1.725 \times 0.378 = 0.652 \text{ KN. m}$$

$$M_{ls} = \frac{bd^2}{2} \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

secondaires

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

$$= \min \left\{ 2 \frac{e}{3} ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \bar{\sigma}_{st} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$n = 1.6 ; \text{barre H. A} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.633} = 0.527$$

$$\bar{y} = \bar{\alpha} d = 0.527 \times 8 = 4.216 \text{ cm}$$

$$M_{ls} = \frac{1000 \times 80^2}{2} \times 15 \times 0.527 \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 20.85 \text{ KN.m}$$

$M_{ls} > M_f \Rightarrow$ Section fictive rectangulaire simplement armée.

- Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \left(\frac{M_f}{0.652 \times 10^5} d - c' \right) \bar{\sigma}_{st} = (8 - 2) \times 201.633 = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

$$\text{La section réelle des armatures : } \{ A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.54 - \frac{1.725 \times 10^3}{201.633 \times 10^2} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{scf} = 0$$

$$A_{st} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (armatures de montage)}$$

† **Conclusion :**

$$A_{st} = \max(A_{st \text{ ELU}} ; A_{st \text{ ELS}} ; A_{min}) = \max(2.01 ; 0.45 ; 0.903)$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_{st} = \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = \mathbf{3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

5.5.Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

:

A : Coefficient d'accélération de zone.

($A = 0.15$, en zone IIa, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale, pour un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$.

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$)

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux.

On doit vérifier la condition suivante : $F_p < Q$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 1.725 \times 0.8 = 0.828 < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

† Conclusion :

Armatures principales : **4HA8 = 2.01 cm²** avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions : **3HA8 = 1.50 cm²** avec $S_t = 33 \text{ cm}$

5.6. Schéma de ferrailage :

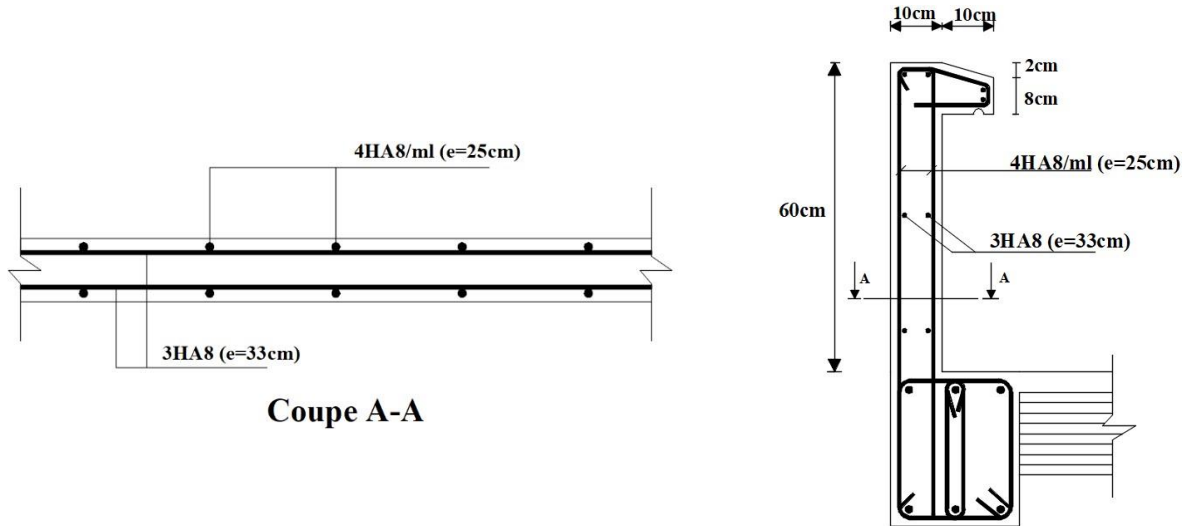


Figure III.38 : Ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.6. Introduction	1
IV.7. Objectifs et exigences	1
IV.8. Méthodes de calcul	1
IV.9. Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes	1
IV.10. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	1

Conclusion

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.3. Introduction	1
V.4. Étude des poteaux	1
VI. 3. Etude des poutres	1
V.4. Etude des voiles	1

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI-1- Introduction :	
VI-2- Etude de sol :	
VI-3- Choix du type de fondation :	
VI-4- Vérification de type de fondation	
VI-5- Semelles isolée :	
VI-6- Pré dimensionnements des semelles filants :	
VI-6-1- Semelle continue sous quatre poteaux:	
VI-6-2- Semelle continue sous trois poteaux et voile :	
VI-6-3- Semelle filante sous voile :	
VI-7- Mur de soutènement :	
VI-7-1- Evaluation des charges :	
VI-7-2- Ferrailage :	
VI-7-3- Vérification de la section d'acier A L'ELS :	
VI-7-4- Vérification de l'effort tranchant :	
VI-8- Fondation de mur de soutènement:	
VI-9- Les longrines :	
VI-9-1- Introduction :	
VI-9-2- Pré dimensionnement :	
VI-9-3- Sollicitations :	

Conclusion générale

CHAPITRE IV

Etude au séisme

Etude au séisme

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique et le choix judicieux de système de contreventement fait l'objet de ce chapitre.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le SAP2000.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul

Le RPA99 version 2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente

L'analyse statique équivalente du contreventement des bâtiments peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu. Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite, l'emploi d'un ordinateur ; le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes.

Le calcul par analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérés comme réguliers.

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives. La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le **mode fondamental**.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

❖ **Calcul de la force sismique totale :** RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot 1 / R \cdot W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA.

Dans notre cas on a $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ > \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} A = 0.15$

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 page 28 du RPA, il est fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles- portiques avec justification de

l'interaction, donc : $R = 5$

- **Q : Facteur de qualité.**

Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

6

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^n P_i q_i \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

- p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non, donnée par le tableau 4.4 du [RPA]

Critère "q"	Observé	Non observé
-------------	---------	-------------

Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
Redondance en plan	N	0.05
Régularité en plan	O	/
Régularité en élévation	O	/
Contrôle de qualité des matériaux	N	0.05
Contrôles de qualité de l'exécution	N	0.1
Total		0.25

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité.

$$Q_x = Q_y = 1.25$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + B \cdot W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à

G
 i

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

B : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99). $-B = 0.30 >$

usage commerciale

$-B = 0.20 >$ usage d'habitation

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $B = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est :

$$W = 31678.267 \text{ KN.}$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure** La période empirique peut être calculée de deux manières :

1- $T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4}$
(4.2.4)

RPA 99 (Art

2- $T^2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D'}}$
(7)

RPA99 (Formule 4-

Avec : $T \leq 1.3 \min(T_1; T_2)$

$h_N = 32.47$ m : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$C_T = 0.05$
(tableau 4.6)

RPA

D' : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. On prend la plus petite valeur pour T . D'où : $T_1 = 0.6827$ s.

Sens(x) : $D' = 16.7$ m $> T_x = 0.7188$ s

Sens(y) : $D' = 12.9$ m $> T_y = 0.8178$ s

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\leq T_{sx} = 1.3 \cdot \min(0.7188; 0.6827) = 0.8875 \text{ s}$$

Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \quad \text{RPA (Art 4.3.3)}$$

$$T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \quad \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considérer

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

Construction auto stable $\square \quad \xi = 7\%$

RPA

Contreventement par voiles $\square \quad \xi = 10\%$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\square \quad \xi = 8.5\%$

$$n = 0.816$$

$$D'ou : D_x = 1.39 ; D_y = 1.39$$

○ Calcul de l'effort tranchant

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\text{Sens(x)} : V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.25}{5} \times 31678.267 \Rightarrow V_{st,x} = 1651.23 \text{KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.25}{5} \times 31678.267 \Rightarrow V_{st,y} = 1651.23 \text{KN}$$

$$\text{Sens(x)} : 0.8V_{st,x} =$$

$$0.8 \times 1651.23 \times 1320.98 \text{KN}$$

$$\text{Sens(y)} : 0.8V_{st,y} = 0.8 \times 1651.23 \times 1320.98 \text{KN}$$

IV.3.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.3.Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec $\begin{cases} A : \text{coefficient d'accélération de zone.} \\ \eta : \text{Facteur de correction d'amortissement.} \\ R : \text{coefficient de comportement de la structure.} \\ T_1, T_2 : \text{périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \end{cases}$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure suivante sous forme de courbe :

Tant que les calculs dynamiques sont aussi complexes on va faire appel au logiciel (SAP2000).

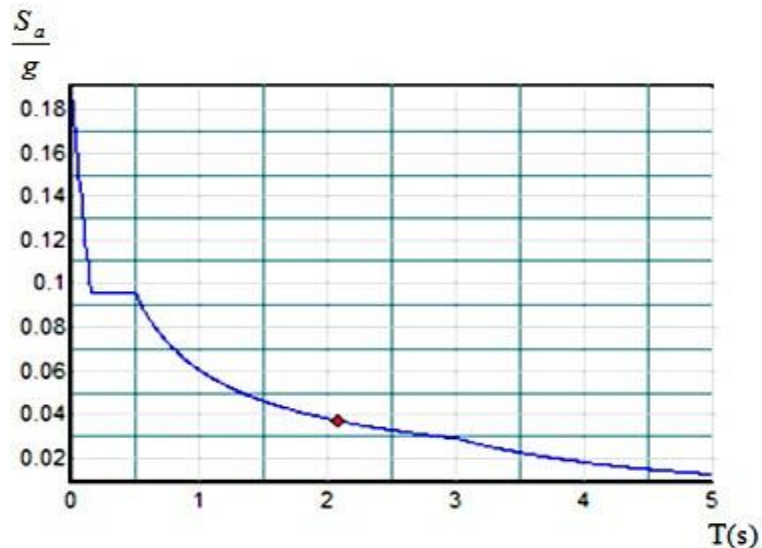


Fig.IV.1 : Spectre de calcul.

❖ Description du logiciel SAP 2000

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ...

Le logiciel facilite considérablement l'interprétation des résultats en offrant notamment la possibilité de visualiser : La déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes

enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration... Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.4. Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes

D'après l'article (3.4.4.a), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- D'après l'article (4.2.4), les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
- D'après l'article (4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions

d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit.

Les modes de vibration et la disposition des voiles sont montrés sur les figures suivantes :

IV.5.1. disposition des voiles de contreventement

IV.5.1.1. Première disposition

C'est la disposition proposée par le bureau d'étude.

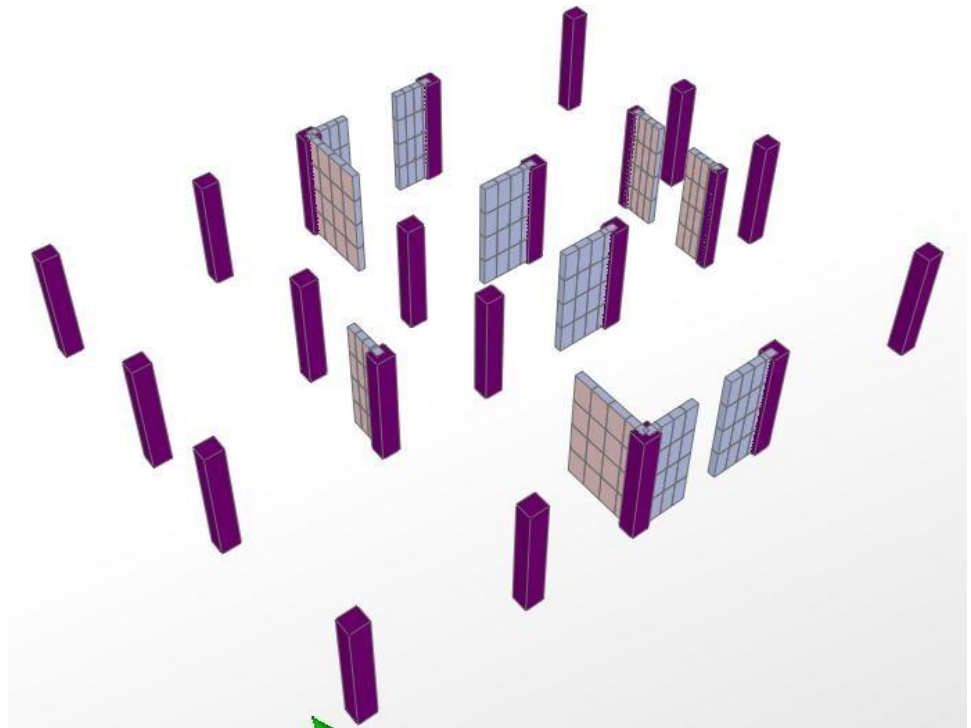
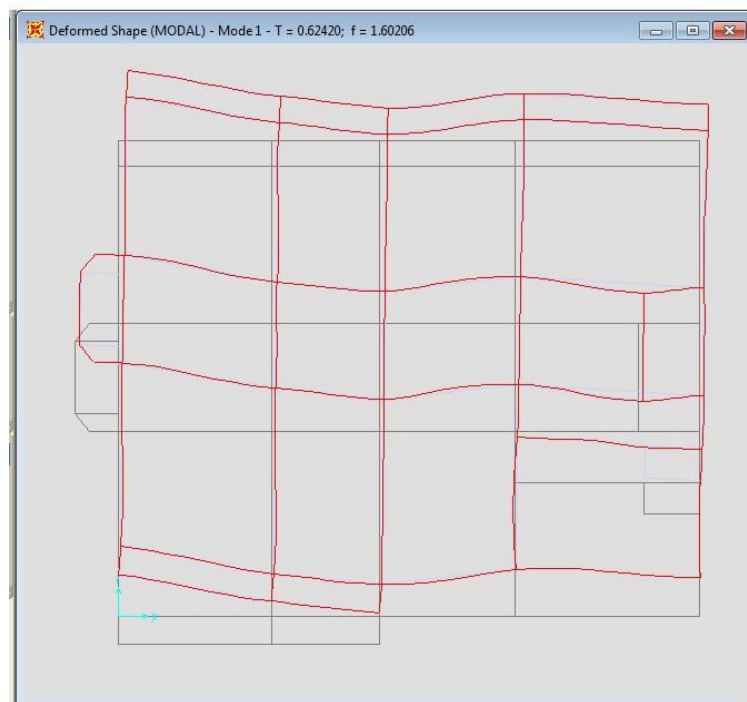


Fig.IV.2 : 1^{ère} disposition des voiles

La figure (IV.3) montre le premier mode de vibration obtenu avec une telle disposition. On voit bien qu'il y a une torsion dans ce premier mode. C'est pour cette raison que nous avons eu recours à une autre disposition.

**Fig IV.3 : 1^{er} mode de déformation**

IV.5.1. 2. Deuxième disposition

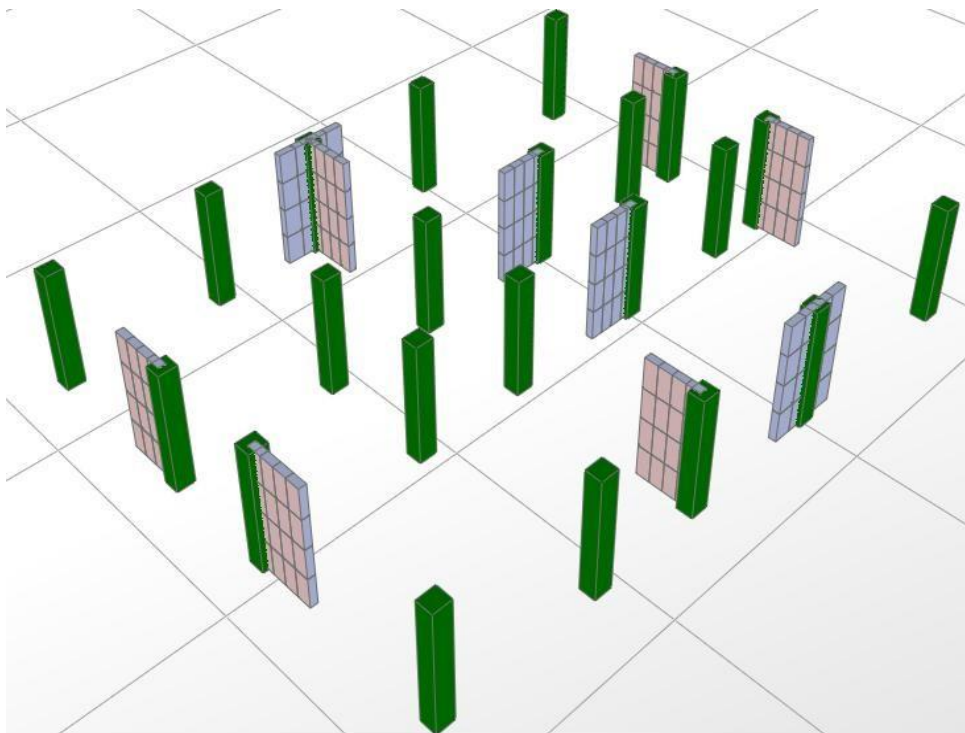


Fig. IV.4 :2^{ème} Disposition des voiles.

1. Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Mode	1	0.865085	0.7735	0.00252	0.7735	0.0025
Mode	2	0.842862	0.00245	0.7632	0.7759	0.7657
Mode	3	0.631062	0.00123	0.00045	0.7771	0.7661
Mode	4	0.376756	0.00006144	0.00327	0.7772	0.7694
Mode	5	0.305279	0.03712	0.00544	0.8143	0.7748
Mode	6	0.298864	0.01596	0.06913	0.8303	0.8440
Mode	7	0.292719	0.06312	0.03877	0.8934	0.8827
Mode	8	0.245905	0.00053	0.00155	0.8939	0.8843
Mode	9	0.234025	8.157E-07	0.0003	0.8939	0.8846
Mode	10	0.228002	0.00001493	0.00073	0.8939	0.8853

Mode	11	0.189719	0.00186	0.00679	0.8958	0.8921
Mode	12	0.186187	2.932E-14	0.00031	0.8958	0.8924
Mode	13	0.175952	0.00022	0.00698	0.8960	0.8994
Mode	14	0.174842	0.00103	0.02322	0.8970	0.9226
Mode	15	0.165735	0.00027	0.00002377	0.8973	0.9226
Mode	16	0.162551	0.02816	0.00138	0.9255	0.9240

Tableau IV.2 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On a :

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x = 77.35\%$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y = 76.32\%$)

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calculé par les formule empirique du RPA 99 majoré de 30 %

Selon x $T_x = 0.865s \leq T_{sx} = 0.8875s$. (vérifier)

Selon y $T_y = 0.8428s \leq T_{sy} = 0.8875s$ (vérifier)

2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les tableaux (IV.4) et (IV.5) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

2.1 Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	20592.17	9574.971	68.2603	31.7397
1^{er} étage	17403.9	8962.674	66.0074	33.9926

2 ^{ème} étage	15529.34	7340.435	67.9033	32.0967
3 ^{ème} étage	13028.22	6571.205	66.4725	33.5275
4 ^{ème} étage	10742,05	5671.208	65.4474	34.5526
5 ^{ème} étage	8292.191	4934.527	62.6927	37.3073
6 ^{ème} étage	6225.991	3873.411	61.6471	38.3529
7 ^{ème} étage	4109.399	2870.416	58.8755	41.1245
8 ^{ème} étage	2268.777	1631.302	58.1726	41.8274

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Analyse des résultats :

D'après le tableau IV.4, on voit bien que l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée.

2.2 Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	(KN) 700.547	(KN) 892.542	43.974	56.025	(KN) 598.678	(KN) 1004.186	37.350	62.64
1 ^{er} étage	879.435	657.892	57.205	42.794	739.278	714.945	50.836	49.16
2 ^{ème} étage	1201.856	244.350	83.104	16.895	1032.317	335.420	75.476	24.52
3 ^{ème} étage	966.034	365.323	72.560	27.439	865.089	384.469	69.231	30.76
4 ^{ème} étage	937.827	257.525	78.456	21.543	830.784	290.934	74.063	25.93
5 ^{ème} étage	675.322	360.546	65.193	34.806	597.671	368.434	61.863	38.13

6^{ème} étage	617.614	236.005	72.352	27.647	531.391	262.2129	66.959	33.04
7^{ème} étage	364.838	274.876	57.031	42.968	313.993	270.471	53.723	46.27
8^{ème} étage	287.931	101.883	73.863	26.136	238.573	106.800	69.076	30.92

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Analyse des résultats :

D'après le tableau IV.4, on voit bien que l'interaction sous charges horizontale est vérifiée,

Conclusion

L'interaction voiles-portiques n'est pas justifiée tel que exigée par le RPA. Alors cette disposition ne peut être adoptée

IV.5.1. 3. Troisième disposition

Plusieurs autres dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA. On a dû augmenter les sections des poteaux, et les sections des poutres principales et secondaires, avec réduction du nombre de voiles, aboutissant à la disposition de la figure IV.5.

Niveau	Section avant	Section Après
Sous-sol+ RDC	55*50	60*55
Etage 1et2	50*45	55*55
Etage 3et4	45*40	55*50
Etage 5et6	40 *35	50*50
Etage 7	35*30	50*45
Etage 8	35*30	45*45

Tableau IV.5 : sections des poteaux

Section des poutres : PP (45*30) > 45*35

PS (40*30) > 40*35

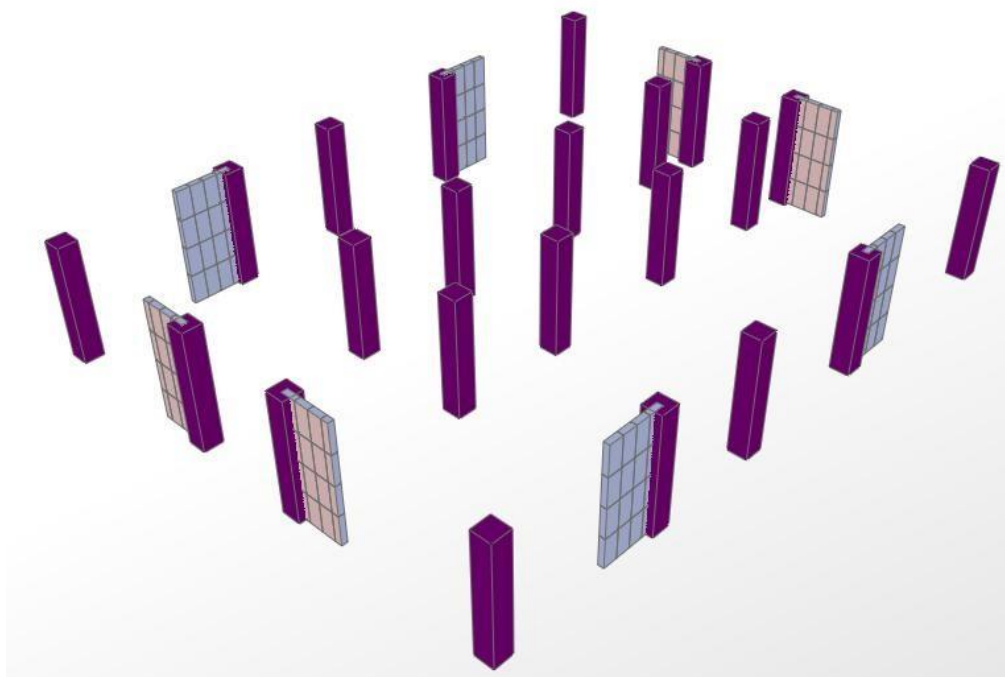


Fig. IV.5 : Disposition adopté.



Fig. IV.6.1^{er} Mode de déformation (translation suivant x)

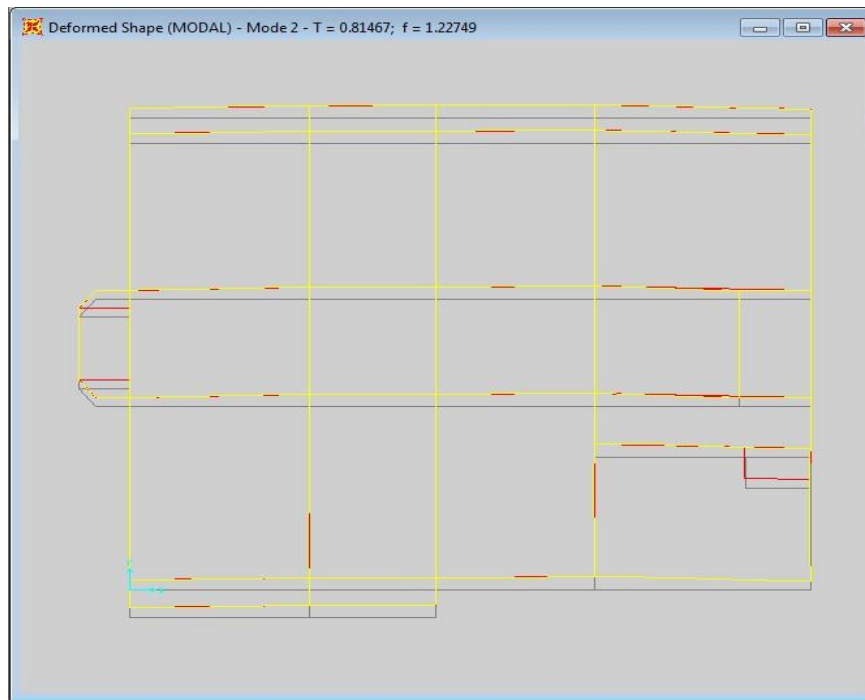


Fig. IV.7. 2^{ème} Mode de déformation (translation suivant y)

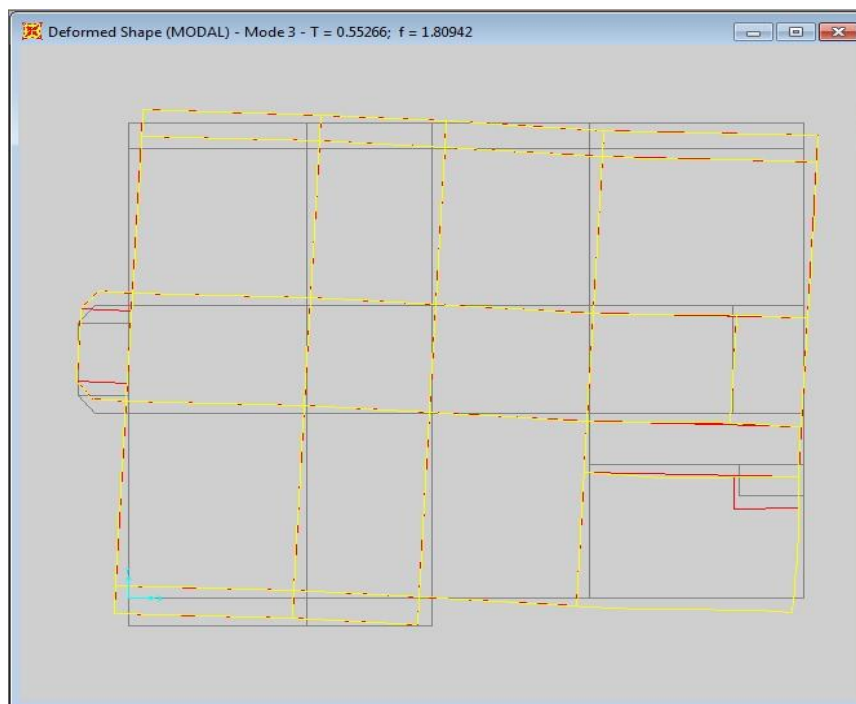


Fig. IV.8. 3^{ème} Mode de déformation (torsion)

StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Mode	1	0.83242	0.80938	0.01053	0.80938	0.01053
Mode	2	0.81467	0.01051	0.80445	0.8199	0.81498
Mode	3	0.55266	0.00049	0.00084	0.82039	0.81582
Mode	4	0.325037	0.00043	0.00192	0.82081	0.81774
Mode	5	0.279077	0.03885	0.05437	0.85967	0.87211
Mode	6	0.274815	0.05537	0.03437	0.91503	0.90648

1. Périodes de vibration et taux de participation massique

Tableau IV.6 : Périodes de vibration et taux de participation massique.

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x = 80.93\%$). Ce qui donne un mode de translation selon cette direction.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y = 80.44\%$)

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure a celle calcule par les formule empirique du RPA 99 majeure de 30 %

Selon x $T_x = 0.8327s \leq T_{sx} = 0.8875s$. (vérifier)

Selon y $T_y = 0.8148s \leq T_{sy} = 0.8875s$ (vérifier)

2. Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

2.1 Sous charges verticales :

	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	25571.349	5652.119	81.897	18.102
1 ^{er} étage	22300.812	5316.384	80.749	19.250
2 ^{ème} étage	19875.984	4112.507	82.856	17.143
3 ^{ème} étage	17129.785	4266.428	80.059	19.940
4 ^{ème} étage	14316.404	3011.253	82.621	17.378

5^{ème} étage	11460.348	2550.995	81.793	18.206
6^{ème} étage	8739.366	1995.777	81.408	18.591
7^{ème} étage	6008.881	1453.308	80.524	19.475
8^{ème} étage	3346.681	871.172	79.345	20.654

Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.**Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages.

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	1048.987	512.423	67.182	32.817	961.45	622.379	60.704	39.295
1^{er} étage	963.337	506.858	65.524	34.475	903.825	606.798	59.831	40.168
2^{ème} étage	1006.735	378.615	72.670	27.329	940.686	483.759	66.038	33.961
3^{ème} étage	902.063	363.976	71.250	28.749	836.817	465.685	64.246	35.753
4^{ème} étage	813.174	315.051	72.075	27.924	754.983	407.049	64.970	35.029
5^{ème} étage	673.611	295.276	69.524	30.475	643.839	355.587	64.420	35.579
6^{ème} étage	556.975	231.054	70.679	29.320	529.432	282.879	65.176	34.823
7^{ème} étage	408.981	172.678	70.312	29.687	377.872	220.824	63.115	36.884
8^{ème} étage	247.693	97.122	71.833	28.166	234.179	116.759	66.729	33.270

2.2 Sous charges horizontales :**Tableau IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.****Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

Conclusion :

On n'a pu vérifier toutes les exigences du RPA avec la dernière disposition qu'on a étudiée, Alors on a décidé de l'adopter.

3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon (Article 4.3.6) RPA99V2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1651.23	1320.98	1561.353	vérifié
Sens yy	1651.23	1320.98	1583.649	vérifié

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton. La formule utilise est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,3 \dots \dots [\text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}]$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000. B_c : section brute du poteau.

Niveau	poteau	N _d (KN)	section B	$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}}$	Observation
Sous-sol+ RDC	60*55	2269.776	0.330	0.275	vérifiée
Etage 1et2	55*55	1945.497	0.3025	0.257	vérifiée
Etage 3et4	55*50	1428.421	0.275	0.207	vérifiée
Etage 5et6	50 *50	952.512	0.25	0.152	vérifiée
Etage 7	50*45	573.017	0,225	0.102	vérifiée
Etage 8	45*45	388.728	0.2025	0.076	vérifiée

Tableau IV. 10 : Valeurs des sections avant vérification de l'effort normal réduit **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort normal réduit est vérifié dans tous les niveaux.

5. Justification vis-à-vis de déplacement

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

RPA99/V2003 (Article 4.4.3).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$D = \delta_k - \delta_{k-1}$$

RPA99/V2003 (Article

4.4.3).

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/V2003.

Niveaux	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{D}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{D}{h_k}$ (%)
8	1.4885	7.4425	7.0745	0.368	306	0.12026	1.4364	7.182	6.781	0.401	306	0.13104
7	1.4149	7.0745	6.539	0.5355	306	0.175	1.3562	6.781	6.244	0.537	306	0.1754
6	1.3078	6.539	5.872	0.667	306	0.21797	1.2488	6.244	5.595	0.649	306	0.2120
5	1.1744	5.872	5.0695	0.8025	306	0.2622	1.119	5.595	4.828	0.767	306	0.25065
4	1.0139	5.0695	4.2045	0.865	306	0.28267	0.9656	4.828	3.9705	0.8575	306	0.28022
3	0.8409	4.2045	3.246	0.9585	306	0.31323	0.7941	3.9705	3.0345	0.936	306	0.30588
2	0.6492	3.246	2.2475	0.9985	306	0.32630	0.6069	3.0345	2.0735	0.961	306	0.31405
1	0.4495	2.2475	0.858	1.3895	391	0.35537	0.4147	2.0735	0.8235	1.25	391	0.31969
RDC	0.1716	0.858	0.00	0.858	408	0.21029	0.1647	0.8235	0.00	0.8235	408	0.20183

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements relatifs.**Analyse des résultats :**

Les résultats montrent que les déplacements relatifs entre étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage (vérifier).

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

RPA99/V2003 (Article 5.9)

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

RPA99/V2003 (Article 5.9)

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1. h_k : Hauteur d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre

) $\frac{1}{\theta_k}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
8	306	4217.853	0.368	344.815	0.01471064	0.401	350.938	0.01575
7	306	7462.189	0.5355	581.659	0.02245101	0.537	598.696	0.02187

6	306	10735.143	0.667	788.029	0.02969409	0.649	812.311	0.02802
5	306	14011.343	0.8025	968.887	0.03792541	0.767	999.426	0.03514
4	306	17327.657	0.865	1128.225	0.0434149	0.8575	1162.032	0.04178
3	306	21396.213	0.9585	1266.039	0.05293715	0.936	1302.502	0.05024
2	306	23988.491	0.9985	1385.35	0.05650281	0.961	1424.445	0.05288
1	391	27617.196	1.3895	1470.195	0.0667554	1.25	1510.623	0.05844
RDC	408	31223.468	0.858	1561.41	0.04205245	0.8235	1583.829	0.03979

Tableau IV.12 : Vérification des effets P- Δ . Analyse des résultats :

On remarque que les valeurs de Δ_k inférieure à 0.1 donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

Conclusion

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous à donner les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

1) $1.35G+1.5Q$	}	RPA99 (Article 5.2)
2) $G+Q$		
3) $G+Q+E$		
4) $G+Q-E$		
5) $0.8G+E$		
6) $0.8G-E$		

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

→	$N_{\max}$ M correspondant
→	$N_{\min}$ M correspondant
→	$M_{\max}$ N correspondant

V.2.1.Recommandations du RPA99 [Article 7.4.2.1]

a. Les armatures longitudinales

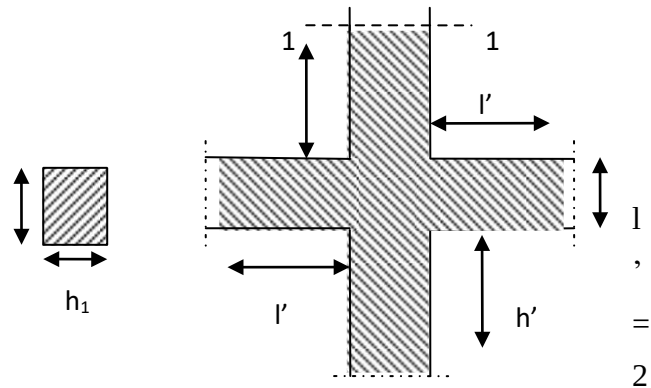
Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement), -
- $\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h'



h

$$h' = \max(h/6 ; b ; h_e ; 60\text{cm})$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

Coupe 1-1

Fig. V. 2 : La zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	$A_{\min}$ RPA (cm ²)	$A_{\max}$ RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+ RDC	60*55	26,4	132	198
Etage 1et2	55*55	24,2	121	181,5
Etage 3et4	55*50	22	110	165
Etage 5et6	50*50	20	100	150
Etage 7	50*45	18	90	135
Etage 8	45*45	16.2	81	121.5

Tableau. V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

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.

α_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement 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 déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\alpha_l, 15 \text{ cm})$ En zone Ila
- Dans la zone courante : $t \leq 15\alpha_l$ En zone Ila Où : α_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 :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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 $10\alpha_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (α cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux		<i>N_{max} → M_{cor}</i>		<i>M_{max} → N_{cor}</i>		<i>N_{min} → M_{cor}</i>	
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	Poteaux de rives	-2268.376	9.5825	169.249	-561.567	-200.446	63.425
	Poteaux intermédiaires	-2172.362	9.0882	-170.7106	-1613.145	193.212	51.1695
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-1944.141	-1.2207	-123.7818	-1205.259	-207.41	19.0533
	Poteaux intermédiaires	-1884.209	-9.5398	148.7083	-802.949	-178.62	17.998
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-1427.312	-2.0044	166.0655	-888.863	-226.194	76.3584
	Poteaux intermédiaires	-1395.947	-18.3501	128.953	-935.113	-314.674	8.137
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-947.927	-2.469	127.2862	-605.515	-146.08	25.7892
	Poteaux intermédiaires	-949.334	9.0361	104.9058	-633.576	-246.563	49.1063
7 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-479.156	-4.6952	90.8441	-211.153	-43.545	11.2555
	Poteaux intermédiaires	-567.281	14.5122	-76.0441	-389.95	-121.256	14.5122
8 ^{ème} étage	Poteaux de rives	-335.265	-5.8596	75.7415	-181.366	6.297	10.4914
	Poteaux intermédiaires	-388.728	15.0195	55.6228	-161.603	-76.979	10.1268

Tableau. V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

V.2.3. Ferrailage des poteaux

1. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le logiciel SOCOTEC, SAP2000 et RPA en zone IIa.

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux		sections	Amin (RPA) cm^2	A _{cal} (SAP) cm^2	A _{cal} (Secotec)	A _{adoptée} cm^2
Sous-sol et RDC	Poteaux de rives	60*55	26.4	9.9	1.08	4HA20+8HA16=28.65
	Poteaux intermédiaires			9.9	4.87	4HA20+8HA16=28.65
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	Poteaux de rives	55*55	24.2	9.075	0.00	4HA20+8HA14=24.88
	Poteaux intermédiaires			9.075	0.00	4HA20+8HA14=24.88
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	Poteaux de rives	55*50	22	8.25	0.88	8HA16+4HA14=22.24
	Poteaux intermédiaires			8.25	0.00	8HA16+4HA14=22.24
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	Poteaux de rives	50*50	20	7.5	0.00	4HA16+8HA14=20.36
	Poteaux intermédiaires			7.5	0.00	4HA16+8HA14=20.36
7 ^{ème} étage	Poteaux de rives	50*45	18	6.75	2.41	4HA16+8HA14=20.36
	Poteaux intermédiaires			6.75	0.00	4HA16+8HA14=20.36
8 ^{ème} étage	Poteaux de rives	45*45	16.2	6.075	2.49	4HA16+8HA12=17.09
	Poteaux intermédiaires			6.075	1.39	4HA16+8HA12=17.09

Tableau. V.3 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales, Le tableau ci-dessous comporte les sections calculées et les minimums préconisés par le RPA99/2003.

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Section cm2	Niveaux		ϕ_{lmax} cm	l_f cm	ϕ_g	Vd KN	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At cm2	At min cm2	At _{opt} cm2	nbre de barres
60*55	Soussol	rive	1,6	194.6	4,11	5,949	80	10	15	0,172	3,13	3.58	2T10+4T8
		int	1,6			6,21				0,180			
60*55	RDC	rive	1,6	254.1	5,19	5,949	80	10	15	0,100	1,8	3.58	2T10+4T8
		int	1,6			6,21				0,100			
55*55	Etage 1	rive	1,2	242.2	4,97	5,197	64	10	15	0,125	3,025	3.58	2T10+4T8
		int	1,2			8,997				0,215			
55*55	Etage 2	rive	1,2	182.7	3,89	5,197	64	10	15	0,159	3,025	3.58	2T10+4T8
		int	1,2			8,997				0,275			
55*50	Etage 3	rive	1,2	182.7	4,28	1,148	64	10	15	0,040	3,025	3.58	2T10+4T8
		int	1,2			12,203				0,374			
55*50	Etage 4	rive	1,2	182.7	4,28	1,148	64	10	15	0,040	3,025	3.58	2T10+4T8
		int	1,2			12,203				0,374			
50*50	Etage 5	rive	1,2	182.7	4,28	1,449	56	10	15	0,044	2,75	3.02	6T8
		int	1,2			8,451				0,260			
50*50	Etage 6	rive	1,2	182.7	4,28	1,449	56	10	15	0,044	2,75	3.02	6T8
		int	1,2			8,451				0,260			
50*45	Etage 7	rive	1,2	182.7	4,76	2,946	56	10	15	0,090	2,75	3.02	6T8
		int	1,2			9,582				0,293			
45*45	Etage 8	rive	1,2	182.7	4,76	8,165	56	10	15	0,26	2.47	3.02	6T8
		int	1,2			11,00				0,34			

Tableau. V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}).$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2.4 Vérifications

V.2.4.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad [\text{CBA 93 Article B. 8.4.1}]$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (\text{Longueur de flambement}); \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i}; \quad B_r = (a - 2) \times (b - 2) \quad (\text{Section réduite}).$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux		Secti on (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
Soussol	rive	60*55	2.78	1.946	17,32	13,05	0.8	28,65	3074	5351,29	-2268.376
	int							28,65		5351,29	-2172.362
RDC	rive	60*55	3.63	2.541	17,32	16,49	0.78	28,65	3074	5351,29	-2268.376
	int							28,65		5351,29	-2172.362
Etag1	rive	55*55	3.46	2.422	15,87	17,24	0.8	24,88	2809	4853,79	-1944.141
	int							24,88		4853,79	-1884.209
Etag2	rive	55*55	2.61	1.827	15,87	13,49	0.8	24,88	2809	4853,79	-1944.141
	int							24,88		4853,79	-1884.209
Etag3	rive	55*50	2.61	1.827	15,87	13,49	0.8	22.24	2544	441584	-1427.312

	int							22.24		441584	-1395.947
Etage4	rive	55*50	2.61	1.827	15,87	13,49	0.8	22.24	2544	441584	-1427.312
	int							22.24		441584	-1395.947
Etage5	rive	50*50	2.61	1.827	14,43	14,84	0.79	20,36	2304	3957,60	-947.927
	int							20,36		3957,60	-949.334
Etage6	rive	50*50	2.61	1.827	14,43	14,84	0.79	20,36	2304	3957,60	-947.927
	int							20,36		3957,60	-949.334
Etage7	rive	50*45	2.61	1.827	14,43	14,84	0.79	20,36	2064	3957,60	-479.156
	int							20,36		3957,60	-567.281
Etage8	rive	45*45	2.61	1.827	13.00	16.47	0.81	17.09	1764	3120.45	335.265
	int							17.09		3120.45	388.728

Tableau. V.5 : Vérification de l'effort normale ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{max} \leq N_u$.

V.2.4.2 Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

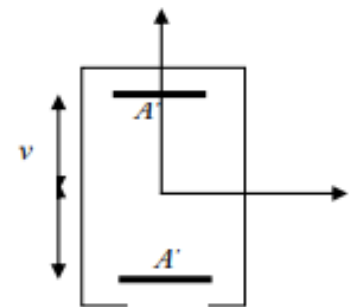


Fig. V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau		Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v□ (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	□ (MPa)	□ (MPa)
Sous-sol	rive	60*55	54	28,65	32,76	27,24	0.01301	1655,8	7,131	5.20	15
	int			28,65	32,76	27,24	0.01301	1580,3	6,618	4,95	15

RDC	rive	60*55	54	28,65	32,76	27,24	0.01301	1655,8	7,131	5.20	15
	int			28,65	32,76	27,24	0.01301	1580,3	6,618	4,95	15
1 ^{er} étage	rive	55*55	49,5	24,88	29,92	25,08	0,00923	1419,72	7,033	4,92	15
	int			24,88	29,92	25,08	0,00923	1372,162	13,28	4,96	15
2 ^{ème} étage	rive	55*55	49,5	24,88	29,92	25,08	0,00923	1419,72	7,033	4,92	15
	int			24,88	29,92	25,08	0,00923	1372,162	13,28	4,96	15
3 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22,24	29,97	25,03	0,00843	1042,12	1,1	3,83	15
	int			22,24	29,97	25,03	0,00843	1016,237	10,60	4 ,07	15
4 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22,24	29,97	25,03	0,00843	1042,12	1,1	3,83	15
	int			22,24	29,97	25,03	0,00843	1016,237	10,60	4 ,07	15
5 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	27,27	22,73	0,00634	692,349	1,289	2,82	15
	int			20,36	27,27	22,73	0,00634	678,994	4,115	2,89	15
6 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	27,27	22,73	0,00634	692,349	1,289	2,82	15
	int			20,36	27,27	22,73	0,00634	678,994	4,115	2,89	15
7 ^{ème} étage	rive	50*45	45	20,36	27,49	22,51	0,00580	350,261	3,555	1,73	15
	int			20,36	27,49	22,51	0,00580	393,289	10,78	2,26	15
8 ^{ème} étage	rive	45*45	40.5	17.09	24.5	20.5	0,00414	244 ,455	4,213	1,46	15
	int			17.09	24.5	20.5	0,00414	284,396	4,213	1,65	15

Tableau. V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 [Art : 7.4.3.2]

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaisons sismique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau		Section (cm ²)	l_f (m)	ρ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	σ MPa	σ_{adm} MPa	observation
Sous-sol	rive	60*55	2,261	4,11	0.04	54	5,949	0,0183	1	vérifiée
	int						6,21	0,0185		
RDC	rive	60*55	2,856	5,19	0.075	54	5,949	0,0183	1,875	vérifiée
	int						6,21	0,0185		
1 ^{er} étage	rive	55*55	2,737	4,97	0.04	49,5	5,197	0,0190	1	vérifiée
	int						8,997	0,0330		
2 ^{ème} étage	rive	55*55	2,142	3,89	0.04	49,5	5,197	0,0190	1	vérifiée
	int						8,997	0,0330		
3 ^{ème} étage	rive	55*50	2,142	4,28	0.04	49,5	1,148	0,0042	1	vérifiée
	int						12,203	0,0448		
4 ^{ème} étage	rive	55*50	2,142	4,28	0.04	49,5	1,148	0,0042	1	vérifiée
	int						12,203	0,0448		
5 ^{ème} étage	rive	50*50	2,142	4,28	0.04	45	1,449	0,0064	1	vérifiée
	int						8,451	0,0375		
6 ^{ème} étage	rive	50*50	2,142	4,28	0.04	45	1,449	0,0064	1	vérifiée
	int						8,451	0,0375		
7 ^{ème} étage	rive	50*45	2,142	4,76	0.04	45	2,946	0,0130	1	vérifiée
	int						9,582	0,0425		
8 ^{ème} étage	rive	45*45	2,142	4,76	0.04	40.5	8.165	0.045	1	vérifiée
	int						11.00	0.060		

Tableau. V.7 : vérifications des sollicitations tangentes dans les poteaux

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux

V.2.5. 1. Longueurs de recouvrement : [RPA99/2003]

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r \geq 40 \times \phi$ en zone II Barres

$\phi = 20\text{mm}$ $L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm}$ d'aciers

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$

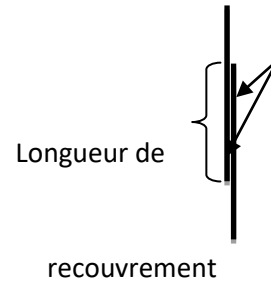


Fig .V. 3: Longueur de recouvrement

V.2.5. 2 .Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' h_e

$$h' \geq \max\left(\frac{h_1 \times b_1}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau. h_e : hauteur d'étage.

On prend $h' = 68\text{cm}$ pour le RDC et les autres niveaux on prend $h' = 60\text{cm}$.

V

.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux

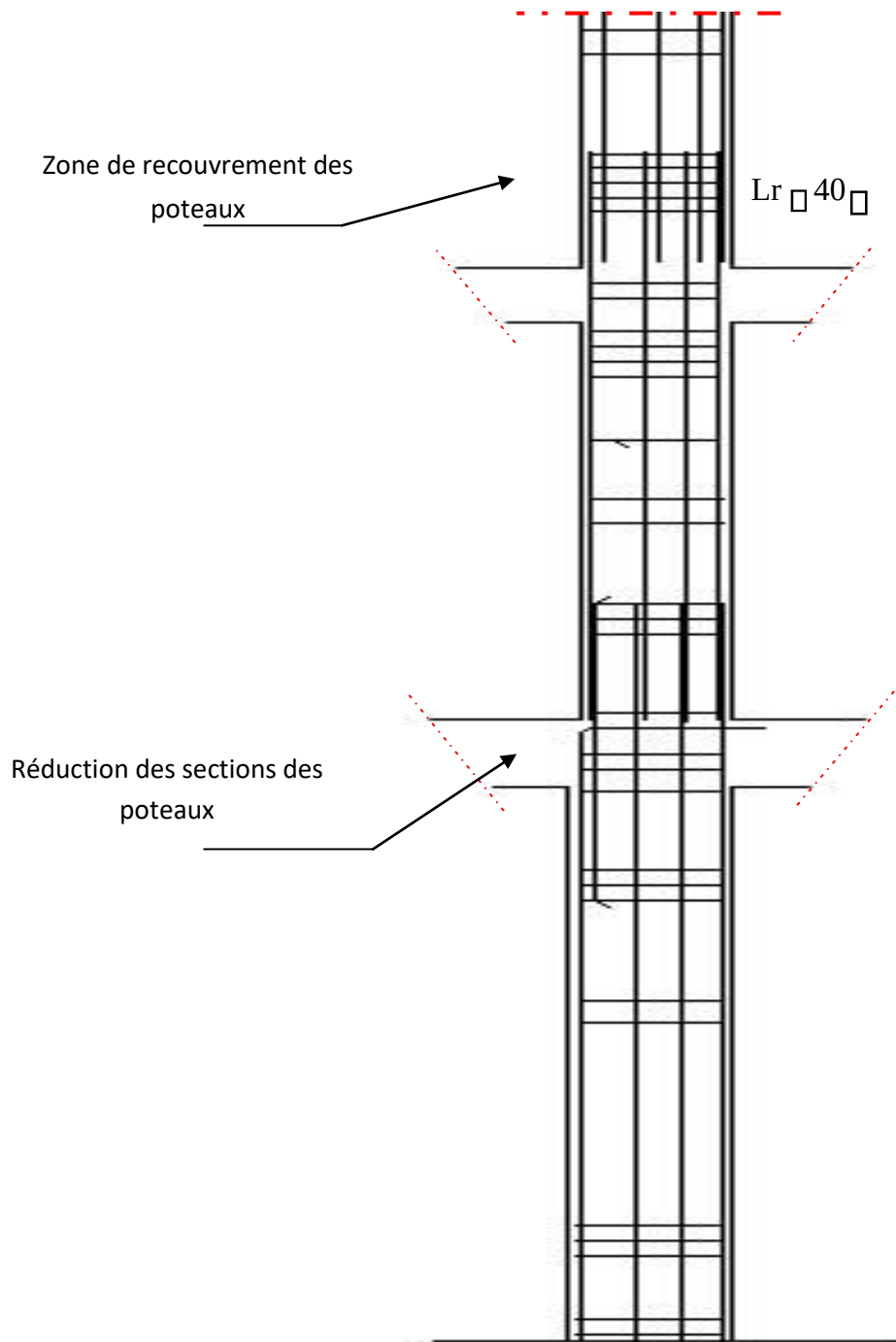


Fig. V. 4 : Disposition constructive des armatures des poteaux.

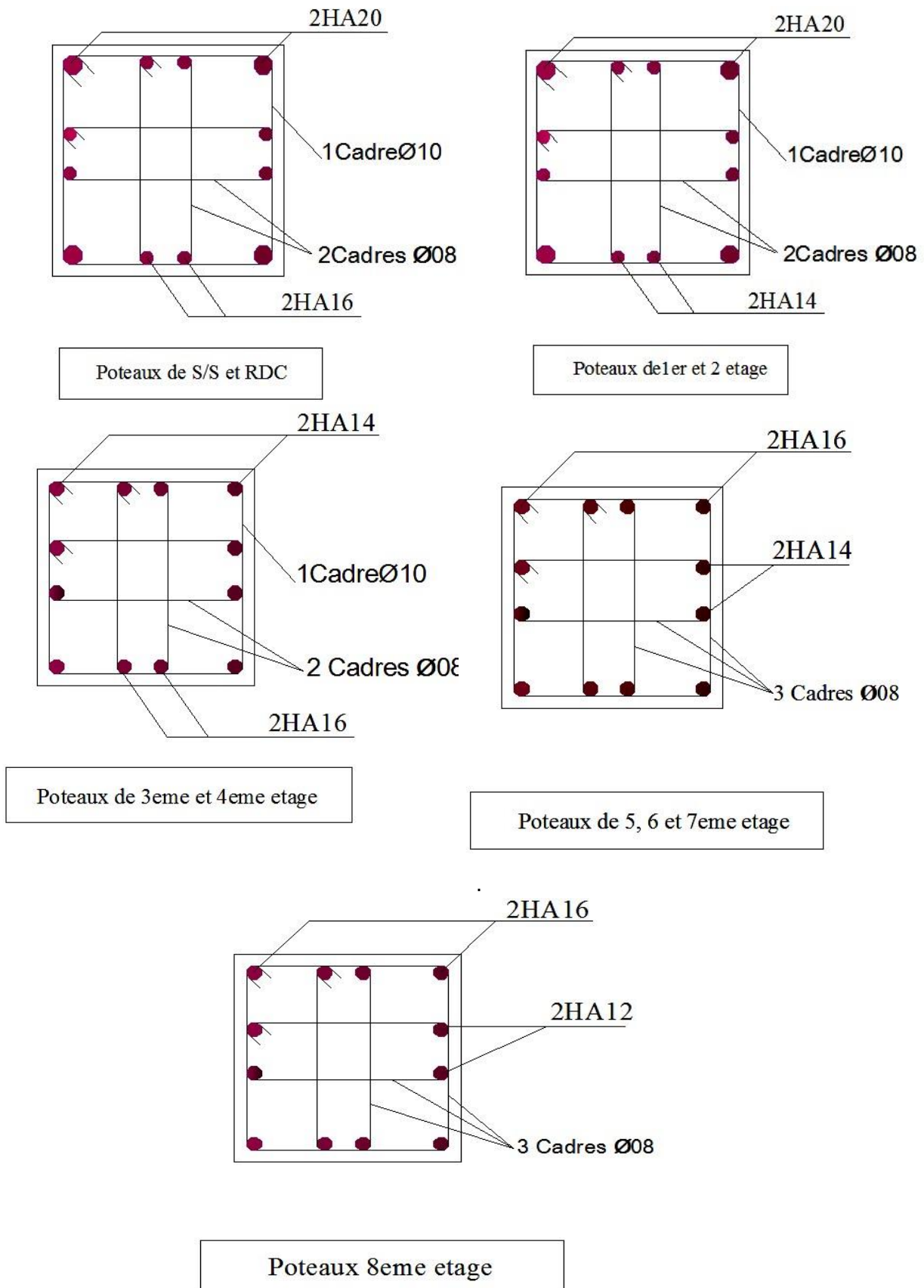


Fig. V. 5 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V. 3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/03 qui sont :

- $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$ RPA99 (Article 5.2)
- $0.8 \cdot G + E$
- $0.8 \cdot G - E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone *Ila*.

V. 3. 1. Recommandations du RPA99/Version 2003

V. 3. 1.1. Armatures longitudinale

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone *Ila*).
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V. 3. 1.2. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 h

$S_t \leq \min(—, 12 \cdot \phi_l)$: Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont 4

nécessaires.

- $S_t = \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V. 3. 2. Calcul de ferrailage

V.3.2.1. Les armatures longitudinales

On a: $A_t^{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h$.

Donc :

- ✓ Pour les poutres principales : $A_t^{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 7.875(\text{cm}^2)$
- ✓ Pour les poutres secondaires : $A_t^{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 7(\text{cm}^2)$

Le ferrailage sera directement déduit du logiciel **SAP2000** (structure modélisée). Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	Acalcul SAP 2000	A _{min} (cm ²)	Aadopté (cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC+ étage service	Principale	35×45	Travée	5.25	7.875	5.75	3T14+1T12
			Appui	7.62		8.01	3T14+3T12
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	5.54		5.75	3T14+1T12
Etage courant.	Principale	35×45	Travée	5.29	7.875	5.75	3T14+1T12
			Appui	7.25		8.01	3T14+3T12
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	5.41		5.75	3T14+1T12
Terrasse accessible	Principale	35×45	Travée	4.23	7.875	4.62	3T14
			Appui	4.55		4.62	3T14
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	3.68		4.62	3T14

Terrasse inaccessible	Principale	35×45	Travée	4.23	7.875	4.62	3T14
			Appui	4.23		4.62	3T14
	Secondaire	35×40	Travée	3.68	7	4.62	3T14
			Appui	3.68		4.62	3T14

Tableau.V.8: Les armatures longitudinales dans les poutres.

V.3.3. Les vérifications à l'ELU

1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales .}$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

2. Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = v/b*d \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tel que : $\tau = \min(0.13*f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0,09074	0,617	Vérifiée
Secondaires	0,04174	0,322	Vérifiée

Tableau. V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.

□_u □ □ □ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

3. Les armatures transversales

3.1. Diamètre des armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3).}$$

➤ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

➤ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

3.2. Espacements des barres

✓ Vérification des sections d'armatures transversales $A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b$.

✓ Calcul de S_t : Selon le CBA93 (Art

A. 5. 1. 2. 2) $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_{t1} = \min(0.9 \cdot d; 40cm) \square S_{t1} = 36.46cm..$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow S_{t2} \leq 67cm.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \rightarrow S_{t3}$$

✓ Exigences du RPA

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Espacements	Poutres principales	Poutres secondaires
S_{t1} (cm)	37	33
S_{t2} (cm)	57	57
S_{t3} (cm)	Rejeté(-)	Rejeté (-)
2S_t (cm)	37	33
S_{t1} (RPA) (cm)	16	16
S_{t2} (RPA) (cm)	11,25	10
S_t (zone courante) (cm)	15	15
S_t (zone nodale) (cm)	10	10

Tableau. V.10 : calcul d'espacements des barres**3.3. Vérification de la section minimale A_t**

Pour les poutres principales

$$\square A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \cdot 15 \cdot 35 = 1.575 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poutres secondaires

$$\square A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \cdot 15 \cdot 35 = 1.575 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérifications des armatures longitudinales**✓ Longueurs de recouvrement**

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

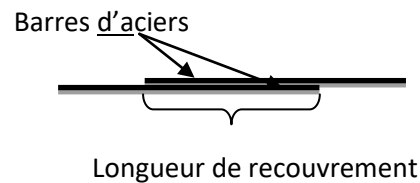
$L_r \square 40 \times \square$ en zone II

$$\square = 20\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 20 = 80\text{cm}$$

$$\square = 16\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 16 = 64\text{cm}$$

$$\square = 14\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 14 = 56\text{cm}$$

$$\square = 12\text{mm} \quad L_r \geq 40 \times 12 = 48\text{cm}$$

**Fig.V. 6:** Longueur de recouvrement**✓ Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux**

-En zone courante

$$3T14+1T12=5.75 \text{ cm}^2 < 4\% \cdot b \cdot h = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

-En zone de recouvrement

$$3T14+3T12 = 8.01 \text{ cm}^2 < 6\% \cdot b \cdot h = 94.5 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié. } \checkmark$$

Cisaillement

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_L (cm)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_{rive} (cm ²)	A_{intl} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	0.09074	0.07246	2.608	2.55	Vérifiée
Secondaires	5.75	0.04174	0.038	1.20	9.32	Vérifiée

Tableau. V.11 : Vérification au cisaillement.

V.3.4. Les vérifications à l'ELS

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

_____ ✓ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres		M _{ser} (MN)	I (m ⁴)	Y(m)	σ _{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	appui	0.05341	0.00265	0.1470	2.96	vérifiée
	travée	0.03835		0.1470	2.96	vérifiée
Secondaires	appui	0.02906	0.00186	0.1361	2.126	vérifiée
	travée	0.01473		0.1361	0.126	vérifiée

Tableau. V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

✓ **Etat limite de déformation (flèche)**

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire : h 1

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

poutres	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)
principales	vérifiée	vérifiée	vérifiée
secondaires	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau. V.13 : vérification des conditions de la flèche

V.3.5.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

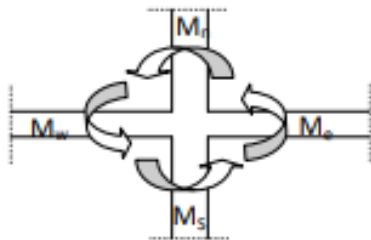


Fig.V. 3 : Schéma de la Zone nodale

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

1. Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend : ✓
des dimensions de la section du béton.

- ✓ de la quantité d'acier dans la section du béton.
- ✓ de la contrainte limite élastique des aciers.

$$MR = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

γ_s

Niveau		Section	Z	A_s	M_r
		(cm)	(cm)	(cm ²)	(KN.m)
Sous-sol	rive	60*55	54	28,65	538,39
	int			28,65	538,39

RDC	rive	60*55	54	28,65	538,39
	int			28,65	538,39
1 ^{er} étage	rive	55*55	49,5	24,88	428,58
	int			24,88	428,58
2 ^{ème} étage	rive	55*55	49,5	24,88	428,58
	int			24,88	428,58
3 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22,24	400,50
	int			22,24	400,50
4 ^{ème} étage	rive	55*50	49,5	22,24	400,50
	int			22,24	400,50
5 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	334,50
	int			20,36	334,50
6 ^{ème} étage	rive	50*50	45	20,36	334,50
	int			20,36	334,50
7 ^{ème} étage	rive	50*45	45	20,36	334,50
	int			20,36	334,50
8 ^{ème} étage	rive	45*45	40,5	17,09	237,34
	int			17,09	237,34

Tableau. V.14 : Moments résistants dans les poteaux.

2. Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; on effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau :

- nœud de rive.
- nœud intermédiaire.

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau ci-dessus :

Niveau		M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	1.25 (M_e+M_w)	Observation
Sous-sol	rive	538,39	538,39	1076,78	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	538,39	538,39	1076,78	152,35	152,35	380,89	vérifiée
RDC	rive	538,39	538,39	1076,78	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	538,39	538,39	1076,78	152,35	152,35	380,89	vérifiée

1 ^{er} étage	rive	428,58	428,58	857,16	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	428,58	428,58	857,16	141,22	141,22	353,05	vérifiée
2 ^{ème} étage	rive	428,58	428,58	857,16	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	428,58	428,58	857,16	141,22	141,22	353,05	vérifiée
3 ^{ème} étage	rive	400,50	400,50	801	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	400,50	400,50	801	141,22	141,22	353,05	vérifiée
4 ^{ème} étage	rive	400,50	400,50	801	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	400,50	400,50	801	141,22	141,22	353,05	vérifiée
5 ^{ème} étage	rive	334,50	334,50	669	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	334,50	334,50	669	141,22	141,22	353,05	vérifiée
6 ^{ème} étage	rive	334,50	334,50	669	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	334,50	334,50	669	141,22	141,22	353,05	vérifiée
7 ^{ème} étage	rive	334,50	334,50	669	178,00	178,00	445,02	vérifiée
	int	334,50	334,50	669	141,22	141,22	353,05	vérifiée
8 ^{ème} étage	rive	237,34	237,34	669	130,23	130,23	325,575	vérifiée
	int	237,34	237,34	474,68	130,23	130,23	325,575	vérifiée

Tableau. V.15 : Vérification des zones nodales.

○ **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation) :

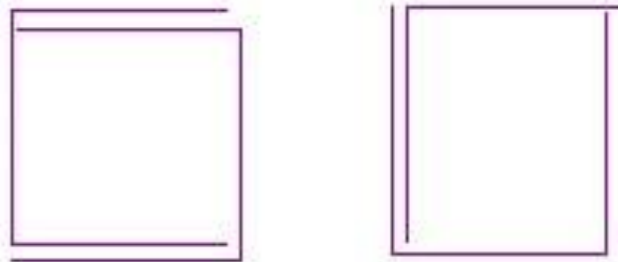


Fig. V.8 : Armature transversales dans les zones nodales

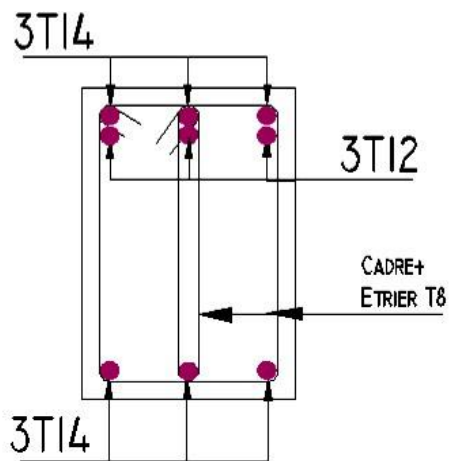
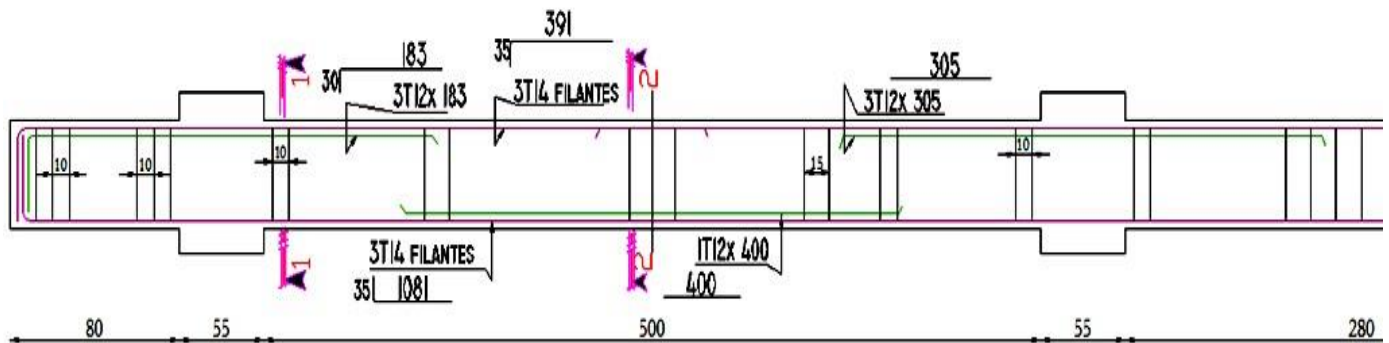
Conclusion

La vérification dans les zones nodales est justifiée, donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

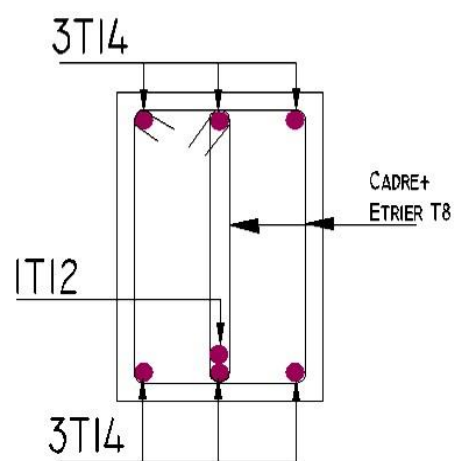
V.3.6. Schémas de ferrailage

Comme exemple de schéma de ferrailage on va prendre les poutres principales et secondaires de l'étage service, et c'est idem pour les autres types de poutres.

➤ Poutres principales



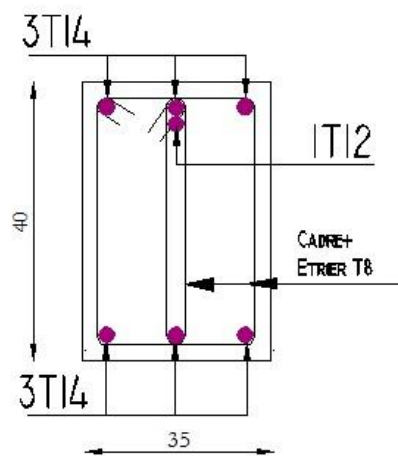
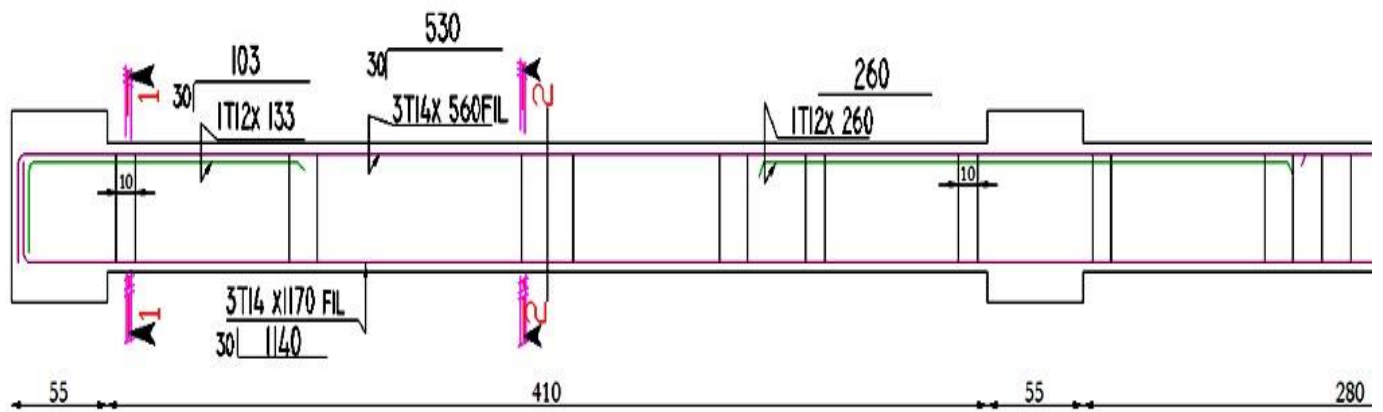
Coupe 1-1



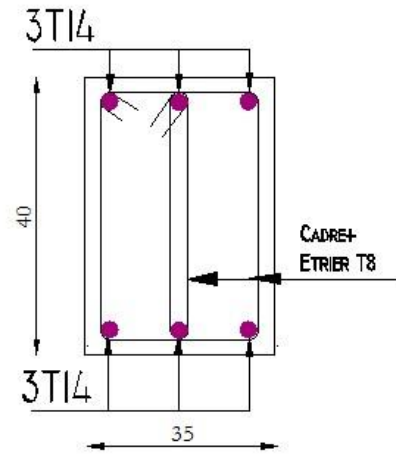
Coupe 2-2

Fig. V.9 : Schéma de ferrailage des poutres principale d'étage service.

➤ Poutres secondaires



Coupe 1-1



Coupe 2-2

Fig. V.10 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire d'étage service.

V.4. Etude des voiles

V.4.1. introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $h/l > 1.5$
- Voiles courts avec : $h/l < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant. ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes : Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation du RPA99/03

1. Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \cdot L_t \cdot e$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $1/2$ sur $1/10$ de longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

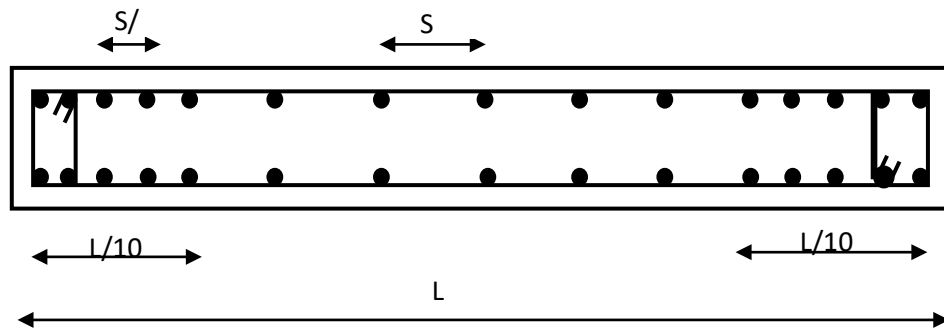


Fig. V.11 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

2. Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10ϕ
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$ dans la zone courante du voile.
 - $\phi \leq \frac{1}{10} \cdot l_e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - l'espacement $S_t = \min(1.5 \cdot e ; 30\text{cm})$ avec e : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par ml.

3. Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

V.4.3. Disposition des voiles

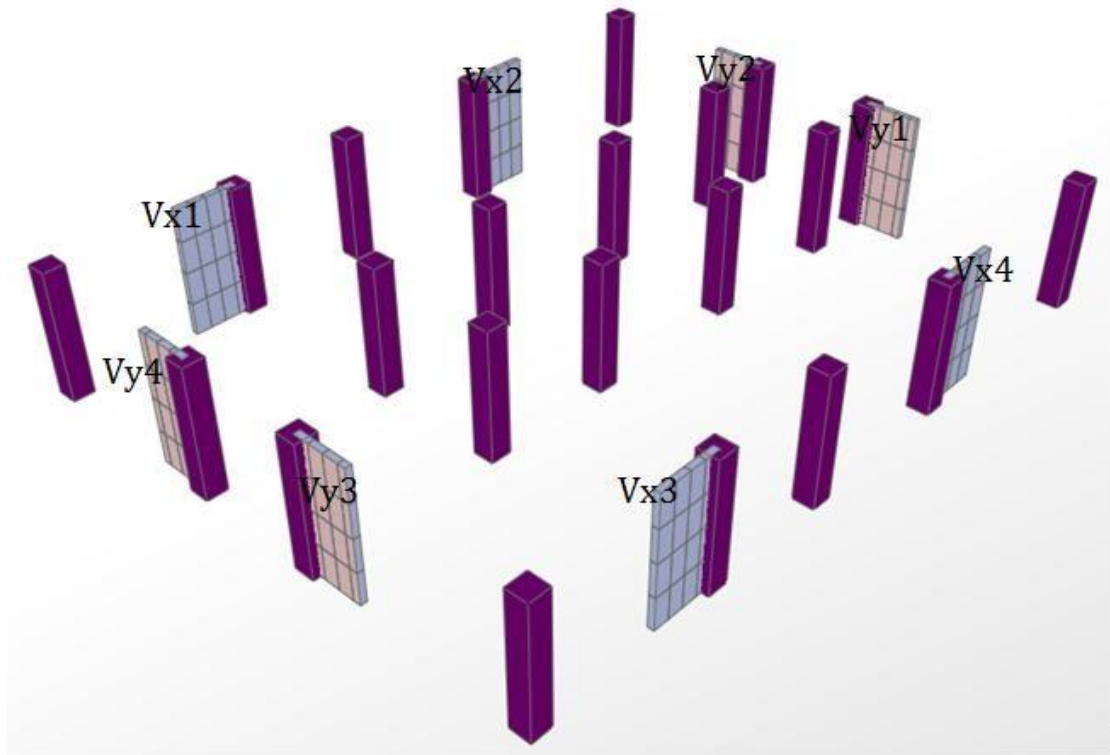


Fig.V.12 : Disposition des voiles.

V.4.4. Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel SAP2000, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Voiles		N _{max}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}	N _{min}	M _{cor}	V
		KN	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN
V _{x1}	e=20cm	1288.92	181.1208	181.1208	1288.92	-49.729	-168.2805	117.299
	e=15cm	2081.435	-603.0012	-603.0012	2081.435	757.508	-423.1168	43.784
V _{x2}	e=20cm	1539.584	252.4737	252.4737	1539.584	-5.43	-190.4856	140.455
	e=15cm	870.849	24.5226	25.8364	698.924	327.687	10.3637	22.837
V _{x3}	e=20cm	1490.96	163.4993	-236.8287	202.017	-48.189	-225.8972	133.173
	e=15cm	842.894	-17.2773	-29.1248	519.786	334.942	-11.2348	26.349

V _{x4}	e=20cm	1219.963	194.2433	-207.9687	271.995	47.418	-205.4881	173.709
	e=15cm	712.275	-3.8402	-43.2799	461.809	235.392	-4.4917	77.313
V _{y1}	e=20cm	1535.493	-325.0777	-325.0777	1535.493	36.127	238.228	157.378
	e=15cm	731.042	-148.8984	-148.8984	731.042	177.446	39.2968	114.989
V _{y2}	e=20cm	1551.245	-226.4268	317.0762	-61.405	-61.405	317.0762	151.807
	e=15cm	731.951	-13.4192	80.0763	335.768	183.193	69.4699	43.947
V _{y3}	e=20cm	1950.397	-379.0107	-379.0107	1950.397	78.428	271.4035	191.738
	e=15cm	991.269	-63.215	-85.7342	929.026	290.928	9.2033	33.111
V _{y4}	e=20cm	1847.008	-283.8343	376.7642	72.12	72.12	376.7642	200.452
	e=15cm	928.562	56.5365	93.3397	494.091	285.273	79.7379	44.096

Tableau. V.16 : Sollicitations de calcul dans les voiles**V.4. 5.Ferraillage des voiles**

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $b \times h$.

Les résultats du ferraillage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile. - S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_{hcalc} \square A_v^{adop}$: section d'armature calculée 4
- A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

Exemple de calcul :

On prend comme exemple le voile V_{y2} :

- $N_{\max} = 1551.245 \text{ KN}$ □ $M_{\text{cor}} = -226.4268 \text{ KN.m}$
- $N_{\min} = -61.405 \text{ KN}$ □ $M_{\text{cor}} = 317.0762 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 317.0762 \text{ KN.m}$ □ $N_{\text{cor}} = -61.405 \text{ KN}$

✓ Calcul des armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \cdot l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.5\text{m}, d = 1.35\text{m}, e = 0.2\text{m}$$

❖ Pour (N=1551.245KN, M =226.4268 KN.m) on a :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{226.4268}{1551.245} = 0.146\text{m}$$

$$e_G < \frac{0.75h}{2} \quad C \text{ à l'intérieur de la section.}$$

Calcul de M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 226.4268 + 1551.245 \times (1.35 - 0.75) = 1157.17\text{KN.m}$$

Si:

- $N(d-d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \cdot L \cdot f_{bu} \Rightarrow$ section partiellement comprimé.
- $N(d-d') - M_{ua} > (0.337L - 0.81d')b \cdot L \cdot f_{bu} \Rightarrow$ section entièrement comprimé.

$$N(d-d') - M_{ua} = 1551.245(1.35 - 0.15) - 1157.17 = 704.324\text{KN.m} = 0.704\text{MN.m}$$

$$(0.337L - 0.81d')e \cdot L \cdot f_{bu} = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.15) 0.2 \times 1.5 \times 18.48 = 2.128\text{MN.m}$$

$$0.704\text{MN.m} \leq 2.128\text{MN.m} \quad \square \quad \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$\mu_{bu} = \frac{1157.17 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot (1.35)^2 \cdot 18.48} = 0.171$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}}{0.8} = 0.236$$

$$z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 1.222\text{m}$$

$$A_1 = \frac{1157.17 \cdot 10^{-3}}{1.222 \cdot 400} = 23.67\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -15.11\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

- Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot e \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 0.2 \times 1.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.62\text{cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{\min ZC} = 0.2\% * e * l_t$$

Pour le calcul de l_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{1551.245 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} + \frac{226.4268 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = 8.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{1551.245 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} - \frac{226.4268 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = -2.15 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.311 \text{ m}$$

$$A_{\min}^t = 1.24 \text{ cm}^2 < A_{\min}$$

$$A_{\min}^c = 0.1\% * e * L_c, \text{ avec } : L_c = L - 2L_t = 0.074 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^c = 1.75 \text{ cm}^2$$

❖ Pour (N = - 61.405 KN, M = 317.0762 KN.m) on a :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{317.0762}{61.405} = 5.16 \text{ m}$$

$e_G > _ \square 0.75 \text{ m} \square$ N est un effort de traction et c en dehors de la section $\square$ section 2 partiellement tendue.

Le calcul ce fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 317.0762 - 61.405 \left(1.35 - \frac{1.5}{2} \right) = 280.233 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{280.233 * 10^{-3}}{0.2 * (1.35)^2 * 18.48} = 0.0416$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0183$$

$$z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 1.34 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{280.233 * 10^{-3}}{1.34 * 400} = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$\square$ Calcul des armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot e \cdot L = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min t} = 0.2\% \cdot e \cdot L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma^+ = \frac{61.405 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} + \frac{317.0762 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = 4.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{61.405 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.5} - \frac{317.0762 \times 10^{-3}}{0.05625} \times 0.75 = -4.02 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 0.713 \text{ m}$$

$$A_{\min t} < 2.85 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}}$$

$$\text{On choisit: } 10\text{T}10 = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^c = 0.1\% \cdot e \cdot L_c, \text{ avec: } L_c = L \cdot 2L_t = 0.074 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^c = 0.148 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 2\text{T}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales :

$$\text{On a : } V = 151.807 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{151.807 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.35} = 0.562 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

Pour $S_t = 20 \text{ cm}^2$ on aura :

- $A_h^{\min} = 0.15\% \cdot B \cdot h = 3 \text{ cm}^2$
- $A_{h\text{calc}} = A_{\text{vadp}} / 4 = 9.42 / 4 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\text{On choisit : } 5\text{T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

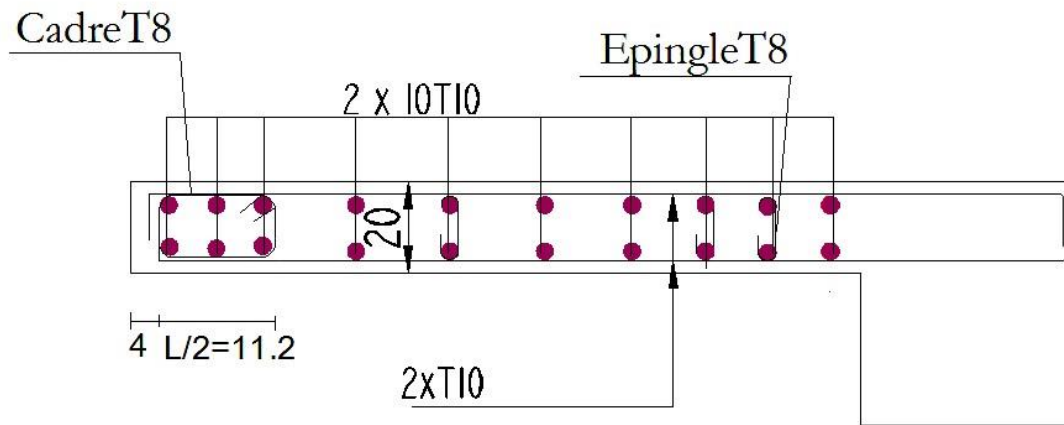
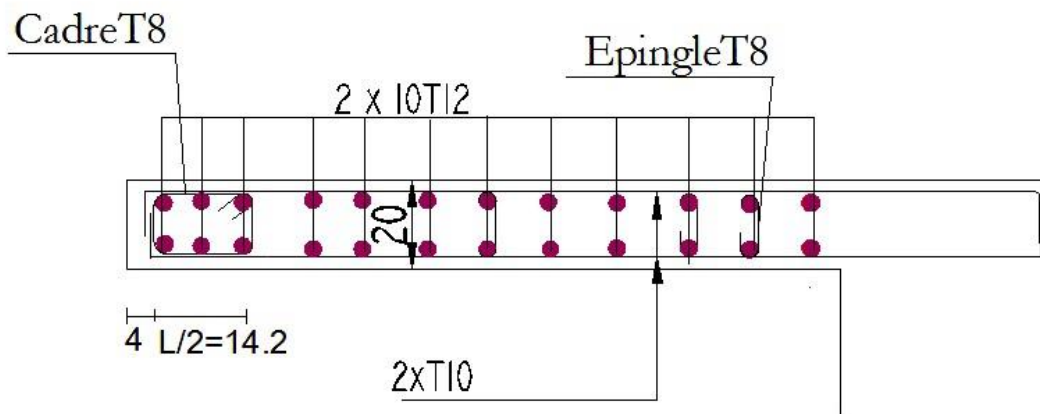
Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles :

	Voile Vx1		Voile Vx2		Voile Vx3		Voile Vx4	
	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm
L(m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
M(KN.m)	-168.28	-423.116	-190.485	24.522	-225.897	-17.277	-207.968	-3.8402
N (KN)	-49.729	757.508	-5.43	870.849	-48.189	842.894	271.995	712.275
V(KN)	117.299	43.784	140.455	22.837	133.173	26.349	173.709	77.313
σ_U (Mpa)	0,76	0.284	0.910	0.197	0.863	0.228	1.126	0.668
$\sigma=0.2f_{c28}$(MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Av cal /face (cm²)	4.3	2.18	4.29	0	5.62	0	8.2	0
Avmin/face(cm²)	3.6	2.7	3.6	2.7	3.6	2.7	3.6	2.7
A adop/face (cm²)	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85	9.42	7.85
N^{barre}/face	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	12T10	10T10
S_t (cm)	12	12	12	12	12	12	10	12
Ah cal/face/ml (cm²)	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	2.35	1.96
Ah min/face/ml (cm²)	3	2.25	3	2.25	3	2.25	3	2.25
Ah adop/face (cm²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{barre}/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.17 : Ferrailage des voiles // à x-x' L=1.2 m

	Voile Vy1		Voile Vy2		Voile Vy3		Voile Vy4	
	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm	e=20cm	e=15cm
L(m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
M (KN.m)	238.228	39.2968	317.076	69.469	271.403	9.2033	376.764	79.737
N (KN)	36.127	177.446	-61.405	183.193	78.428	290.928	72.12	285.273
V(KN)	157.378	114.989	151.807	43.947	191.738	33.111	200.452	44.096
σ_u (Mpa)	0.816	0.795	0.562	0.304	0.994	0.229	1.039	0.305
$\sigma = 0.2f_{c28}$(MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Av cal /face(cm²)	4.14	0	6.75	0.79	4.29	0	6.38	1.77
Avmin/face(cm²)	4.5	3.37	4.5	3.37	4.5	3.37	4.5	3.37
A adop face(cm²)	9.42	7.85	9.42	7.85	9.42	7.85	9.42	7.85
N^{barre}/face	12T10	10T10	12T10	10T10	12T10	10T10	12T10	10T10
S_t (cm)	12.5	15	12.5	15	12.5	15	12.5	15
Ah cal/face/ml (cm²)	2.35	1.96	2.35	1.96	2.35	1.96	2.35	1.96
Ah min/face/ml (cm²)	3	2.25	3	2.25	3	2.25	3	2.25
Ah adop/face (cm²)	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{barre}/face/ml	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles // à y-y' L=1.5 m

Exemples de ferrailrages des voiles (V_{x1} et V_{y2})**Fig. V.13 :** Exemple de ferrailage du voile V_{x1} ($e=20\text{cm}$)**Fig. V.14 :** Exemple de ferrailage du voile V_{y2} ($e=20\text{cm}$)

CHAPITRE VI

Les fondation

VI-Fondations :

VI-1-Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types de fondations :

Fondation superficielles :

elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.

Fondations profondes :

elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI-2-Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$.

Annexe 3

VI-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation et sa profondeur

VI-4-Vérification de type de fondation

Le Poids totale du bâtiment = 27565.25 Kn

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ Kn/m}^2$$

La surface total du bâtiment = 353.96 m²

$$27565.25/200 = 137.82 \text{ m}^2$$

$$137.82/353.96 = 0.38 = 38 \% < 50 \%$$

Donc on a adopté semelle isolé

VI-5-Semelles isolée :

$$N = 1035.67 \text{ KN}$$

$$M = 14.7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kn/m}^2$$

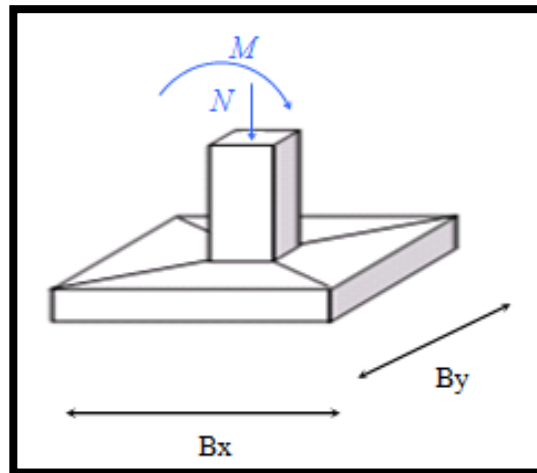


Figure VI- 1 Schéma d' une semelle isolée.

$$B \geq \sqrt{N / \sigma_{\text{sol}}} \sqrt{21035.67 / 200} = 2.3 \text{ m}, \quad B_x = B_y = 2.5 \text{ m}$$

On a constaté que les semelles isolées se touchent. Nous avons passé à des semelles filantes sous poteaux.

VI-6-Pré dimensionnements des semelles filants :

VI-6-1-Semelle continue sous quatre poteaux:

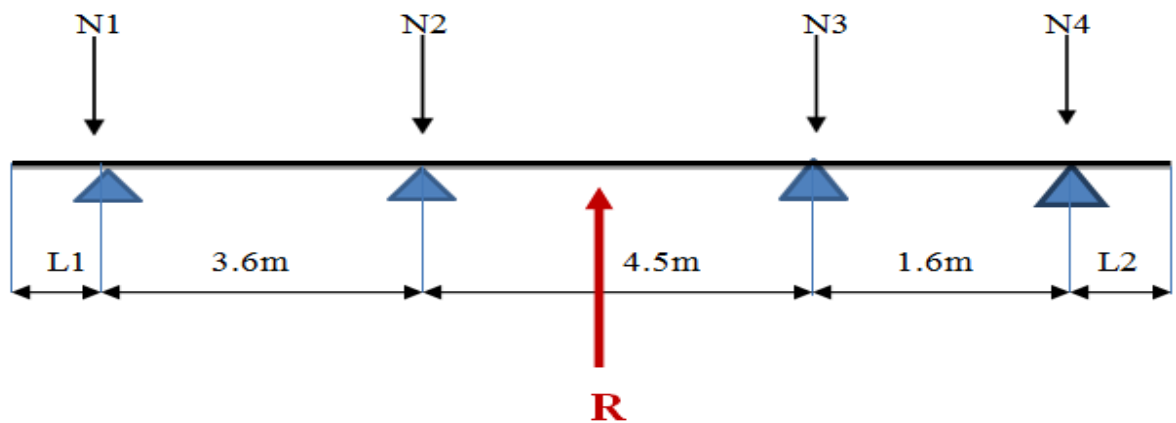


Figure VI- 2 schéma d' une Semelle continue sous quatre poteaux.

Annexe 5

VI-6-1-1-ELS:

$$N1=644.35 \text{ KN}$$

$$N2=1035.67 \text{ KN}$$

$$N3= 639.9 \text{ KN}$$

$$N4=479.33 \text{ KN}$$

$$R= \Sigma N= 2799.25 \text{ KN}$$

$$B_x = B_{y\max} = 2.5\text{m}$$

$$B_x \geq R/\sigma_{\text{sol}}.B_y = 6.36 \text{ m} < 9.7 \text{ m}$$

$$B_y = 1.8 \text{ m}$$

$$B_x \geq R/\sigma_{\text{sol}}.B_y = 7.77 \text{ m} < 9.7 \text{ m}$$

$$B_y = 1.6$$

$$B_x \geq R/\sigma_{\text{sol}}.B_y = 8.47 \text{ m} < 9.7 \text{ m}$$

$$B_y = 1.2 \text{ m}$$

$$B_x \geq R/\sigma_{\text{sol}}.B_y = 11.66\text{m} > 9.7 \text{ m}$$

$$B_x = 11.7 \text{ m}$$

$$\Sigma M/l=0$$

$$479.33 \times 9.7 + 639.9 \times 8.1 + 1035.67 \times 3.6 - R \times a = 0$$

$$a = 13561.1/2799.25 = 4.84 \text{ m}$$

$$.L_1 = B_x/2 - a = 11.7/2 - 4.84 = 1.01 \text{ m}$$

$$.L_2 = B_x - (3.6 + 1.6 + 1.01) = 0.99 \text{ m}$$

$$L_1 = L_2 = 1\text{m}$$

VI-6-1-2-Diagramme M et T :

$$q = R/B_x = 2799.25/11.7 = 239.25 \text{ Kn/m}$$

- $0 < x < 1$

$$M = q \times x^2 / 2$$

$$X = 0 \quad M = 0$$

$$X = 1 \quad M = 144.74 \text{ Kn.m}$$

- $1 < x < 4.60$

$$M = q \times x^2 / 2 - 644.35 \times (x - 1)$$

$$X = 1 \quad M = 144.74 \text{ Kn.m}$$

$$X = 4.60 \quad M = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 644.35$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 2.69 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(3.69) = -216.88 \text{ kn.m}$$

- $4.60 < x < 9.10$

$$M = q \times x^2 / 2 - 644.35 \times (x - 1) - 1035.67 \times (x - 4.60)$$

$$X = 4.60 \quad M = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$X = 9.10 \quad M = 48.17 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 644.35 - 1035.67$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 7.02 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(7.02) = -473.34 \text{ kn.m}$$

- $9.10 < x < 10.70$

$$M = q \times x^2 / 2 - 644.35 \times (x - 1) - 1035.67 \times (x - 4.60) - 639.9 \times (x - 9.10)$$

Annexe 7

$$X = 9.10 \text{ M} = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$X = 10.70 \text{ M} = 48.17 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 644.35 - 1035.67 - 639.9$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 9.69 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(9.69) = 7.01 \text{ kn.m}$$

VI-6-1-3-Calcul de l' effort tranchant :

$$T1g = qL1 = 239.25 \times 1 = 241.64 \text{ Kn}$$

$$T1d = qL1 - N1 = 241.64 - 644.35 = -402.7 \text{ Kn}$$

$$T2g = q(L1 + L2) - N1 = 239.25 \times (1 + 3.6) - 644.35 = 4583.59 \text{ Kn}$$

$$T2d = T2g - N2 = 241.64 - 1035.62 = -577.07 \text{ Kn}$$

$$T3g = q(L1 + L2 + L3) - N1 - N2 = 239.25 \times (1 + 3.6 + 4.5) - 644.35 - 1053.62 = 481.55 \text{ Kn}$$

$$T3d = T3g - N3 = 481.55 - 639.9 = -158.35 \text{ Kn}$$

$$T4g = q(L1 + L2 + L3 + L4) - N1 - N2 - N3 = 239.25 \times (1 + 3.6 + 4.5 + 1.36) - 644.35 - 1053.62 - 639.9 = 224.45 \text{ Kn}$$

$$T3d = T3g - N3 = 224.45 - 479.33 = -254.88 \text{ Kn}$$

$$dy \geq B - b/4$$

$$dy \geq 20 \text{ cm}$$

On adopte $dy = 55 \text{ cm}$

$$H = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

VI-6-1-4-Ferraillage :

$$M_{AP} = 222.62 \text{ Kn.m}$$

$$M_{TR} = -473.34 \text{ Kn.m}$$

$$T = 577.07 \text{ Kn}$$

$$B = 120 \text{ cm } b_0 = 40 \text{ cm } d = 55 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm } h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{table} = b.h.f_{bc}.(d - h_0/2)$$

$$M_{table} = 120 * 20 * 142 * (55 - 10)$$

$$M_{table} = 1533.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = 1533.6 \text{ KN} > M = 473.34 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

Section rectangulaire ($b * h$)

$$\mu = (222.62 \times 10^4) / (120 \times 55 \times 142) = 0,043$$

$$FeE40 \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \text{ A's} = 0$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,043) / 0,8} = 0,055$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,055)$$

Annexe 9

$$Z = 52.36 \text{ cm}$$

$$As = Mu/Z * \delta s = 22.62 \times 10^4 / 52.36 * 3480$$

$$A_{ts} = 12.54 \text{ cm}^2 > \text{on adopte 8HA16 (8HA16 = 16.08 cm}^2\text{)}$$

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0.h$ (40*60)

$$\mu = 473.34 \times 10^4 / 40 * 55^2 * 142 = 0,275$$

$$\text{FeE40 } \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \text{ A's} = 0$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,275) / 0,8} = 0,124$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,124)$$

$$Z = 45.92 \text{ cm}$$

$$As = Mu/Z \times \delta s = 473.34 \times 10^4 / 45.92 \times 3480$$

$$A_{ts} = 29.61 \text{ cm}^2 > \text{on adopte 16HA16 (16HA16 = 31.17 cm}^2\text{)}$$

VI-6-1-5-Vérification de l' effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau \leq \tau_u$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} . \gamma_b = 1,5$$

$\bar{\tau} \leq = \text{Min} ((0,15f_{cj} ; / \gamma b) / 4 \text{MPa})$ fissuration préjudiciable

$\bar{\tau} \leq = \text{Min} (2,5 ; 4 \text{MPa})$

$\tau = V / bd = 577.07 / 120 \cdot 60 = 0.08 \text{ KN cm} = 0.8 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$
>> *virifie*

Ferrailage transversal :

$\Sigma N = 2799.25$

$N_{ml} = 2799.25 / 4.84 = 578.35 \text{ Kn/ml}$

$A_s = (B - b) / 8 \cdot d \cdot \delta_s = 578.35 \cdot 10^3 (120 - 40) / 8 \times 55 \times 3480$
 $= 3.02 \text{ cm}^2$

Annexe 11

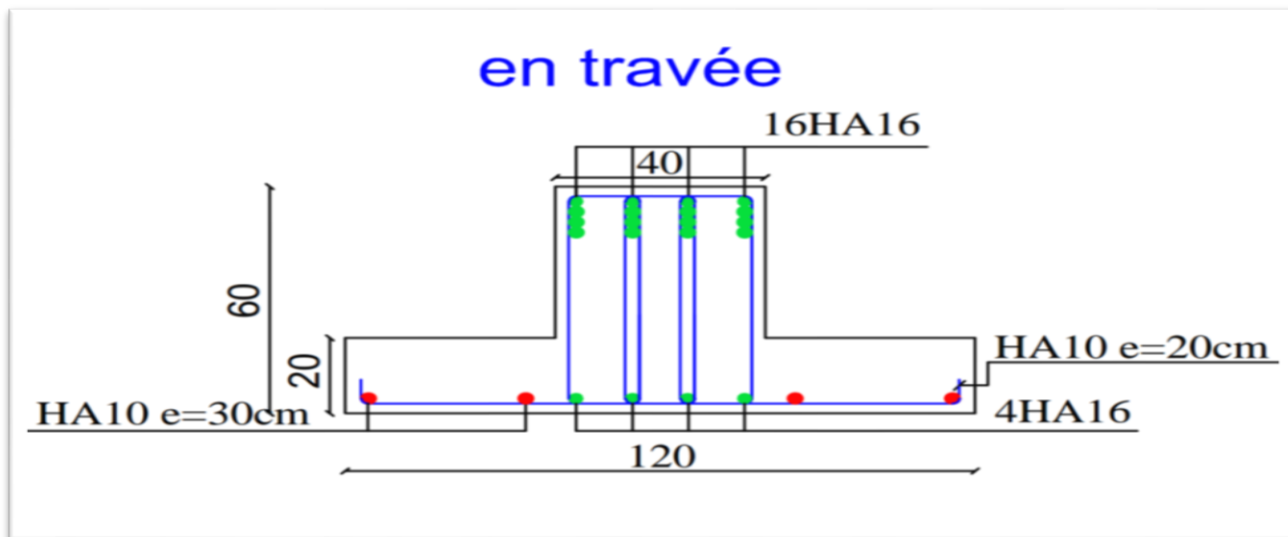
On adopte 6HA10 ($6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$) $e = 20\text{cm/ml}$

Armature long :

$$A/4 = 4.71/4 = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 ($4HA10 = 3.16 \text{ cm}^2$) $e = 30\text{cm/ml}$

Figure VI- 3Fer



raillage en travée

en appui

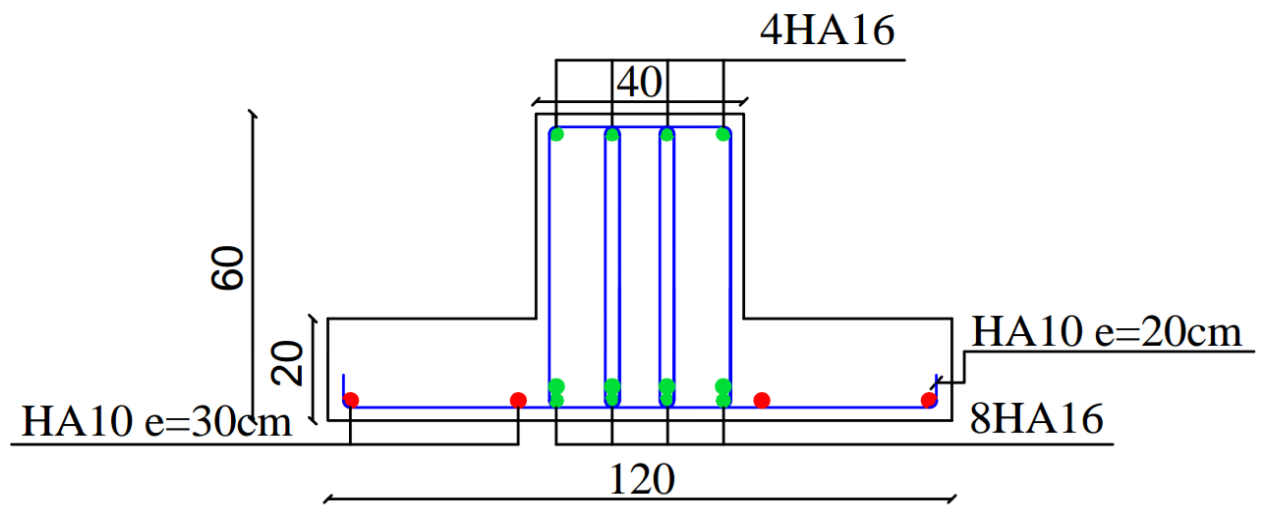


Figure VI- 4Ferrailage en appui.

VI-6-2-Semelle continue sous trois poteaux et voile :

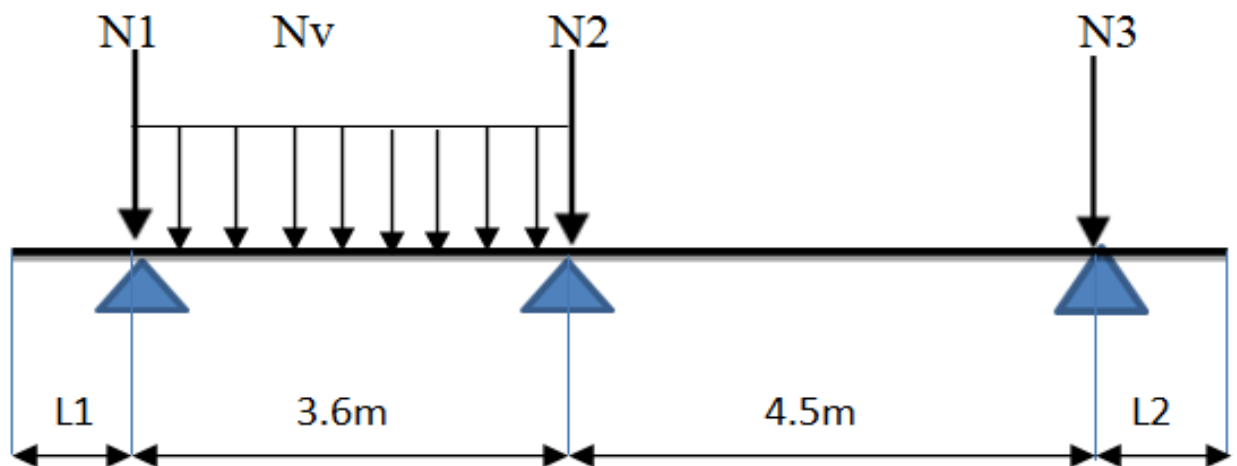


Figure VI- 5 schéma d' une Semelle continue sous trois poteaux et voile.

Annexe 13

VI-6-2-1-ELS

$$N_1 = 92.23 \text{ KN}$$

$$N_2 = 250.14 \text{ KN}$$

$$N_3 = 329.05 \text{ KN}$$

$$N_V = 877.61 \text{ KN}$$

$$R = \Sigma N = 1550.03 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$329.05 \times 8.1 + 250.14 \times 3.6 + 877.61 \times 1.8 - R \times a = 0$$

$$a = 5145 / 1550.03 = 3.31 \text{ m}$$

Les débords :

On prend $L_1 = 2 \text{ m}$

$$.L_2 = 5.31 - (4.79) = 0.5 \text{ m}$$

$$dy \geq B - b/4$$

$$B_x = 10.6 \text{ m}$$

$$B_y \geq R / \sigma_{sol}. B_x = 1550.03 / 200 \times 10.6 = 0.73 \text{ m}$$

$$B_y = 1 \text{ m}$$

$$.dy = 55 \text{ cm}$$

$$H = dy + 5 = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

$$.h_0 = 20 \text{ cm}$$

VI-6-2-2-Diagrammes M et T:

$$q = R/B_x = 1550.03/10.6 = 146.23 \text{ Kn/m}$$

$$q_{\text{VOILE}} : 243.78 \text{ KN/m}$$

$$\bullet 0 < x < 2$$

$$M = q \times x^2/2$$

$$X = 0 \quad M = 0$$

$$X = 1 \quad M = 292.45 \text{ Kn.m}$$

$$\bullet 2 < x < 5.60$$

$$M = (q \times x^2/2) - 93.23 \times (x - 2) - 243.78 ((x - 2)^2/2)$$

$$X = 2 \quad M = 292.45 \text{ Kn.m}$$

$$X = 5.60 \quad M = 377.56 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 93.23 + 2 \times 243.78$$

$$T(x)=0 \rightarrow x = 4.04 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(4.04) = 495.9 \text{ kn.m}$$

$$\bullet 5.60 < x < 10.10$$

$$M = (q \times x^2/2) - 93.23 \times (x - 2) - 243.78 \times 3.6(x - 3.80) - 250.14(x - 5.6)$$

$$X = 5.60 \quad M = 377.56 \text{ Kn.m}$$

$$X = 10.10 \quad M = 48.73 \text{ Kn.m}$$

$$T = qx - 93.23 - 877.61 - 250.14$$

Annexe 15

$$T(x)=0 \rightarrow x = 8.34 \text{ m}$$

$$M_{\text{MAX}} = M(8.34) = -175.25 \text{ kn.m}$$

VI-6-2-3-Calcul de l' effort tranchant :

$$T_{1g} = qL_1 = 146.23 \times 2 = 292.46 \text{ Kn}$$

$$T_{1d} = qL_1 - N_1 = 292.46 - 93.23 = -199.23 \text{ Kn}$$

$$T_{2g} = q(L_1 + L_2) - N_1 = 146.23 \times (2 + 3.6) - 93.23 - 871.61 = -145.95 \text{ Kn}$$

$$T_{2d} = T_{2g} - N_2 = -145.95 - 250.14 = -396.092 \text{ Kn}$$

$$\begin{aligned} T_{3g} &= q(L_1 + L_2 + L_3) - N_1 - N_2 = 146.23 \times (2 + 3.6 + 4.5) - 93.23 - 871.61 \\ &= 512.08 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$T_{3d} = T_{3g} - N_3 = 512.08 - 329.08 = 183.03 \text{ Kn}$$

VI-6-2-4-Ferraillage :

$$M_{\text{AP}} = 377.56 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{TR}} = 495.934 \text{ Kn.m}$$

$$T = 512.95 \text{ Kn}$$

$$B = 100 \text{ cm} \quad b_0 = 40 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm}$$

$$H = 60 \text{ cm} \quad h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$M = 473.34 \text{ kN.m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{table} = b.h.f_{bc}.(d - h_0/2)$$

$$M_{table} = 100 \times 20 \times 142 \times (55 - 10)$$

$$M_{table} = 1278 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = 1278 \text{ KN} > M = 495.9 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

Section rectangulaire (b*h)

$$\mu = (377.56 \times 10^4) / (100 \times 55^2 \times 142) = 0,087$$

$$FeE40 \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \quad A's = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0115}) / 0,8 = 0,115$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,115)$$

$$Z = 52.46 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / Z \times \delta_s = (377.56 \times 10^4) / (52.46 \times 3480)$$

$$A_{ts} = 20.67 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 12HA16 (12HA16 = 24.13 cm}^2\text{)}$$

Ferraillage sur travée :

Annexe 17

$$M = 495.93 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0.h$ (40*60)

$$\mu = (495.93 \times 10^4) / (40 \times 55^2 \times 142) = 0,288$$

$$\text{FeE40} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \quad A's = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,288}) / 0,8 = 0,0437$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,0437)$$

$$Z = 45.38 \text{ cm}$$

$$A_s = Mu / Z \times \delta_s = (495.93 \times 10^4) / (45.38 \times 3480)$$

$$A_{ts} = 31.40 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 16HA16 (16HA16 = 32.17 cm}^2\text{)}$$

VI-6-2-5-Vérification de l' effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau \leq \tau_u$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} ((0,15 f_{cj} / \gamma_b) 4 \text{ MPA}) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} (2,5 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau = V / bd = 512.95 / 100 \times 60 = 0.085 \text{ KN/cm} = 0.085 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$$

> vérifiée

Ferrailage transversal :

$$\Sigma N = 1550.03$$

$$N_{ml} = 1550.03 / 3.31 = 468.28 \text{ Kn/ml}$$

$$A_s = (N(B - b)) / (8 \cdot d \cdot \delta_s) = (468.28 \cdot 102(100 - 40)) / (8 \times 55 \times 3480)$$

$$= 1.38 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 (6HA10 = 4.71 cm²) e = 20cm/ml

Armature long :

$$A/4 = 4.71 / 4 = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 (4HA10 = 3.16 cm²) e = 30cm/ml

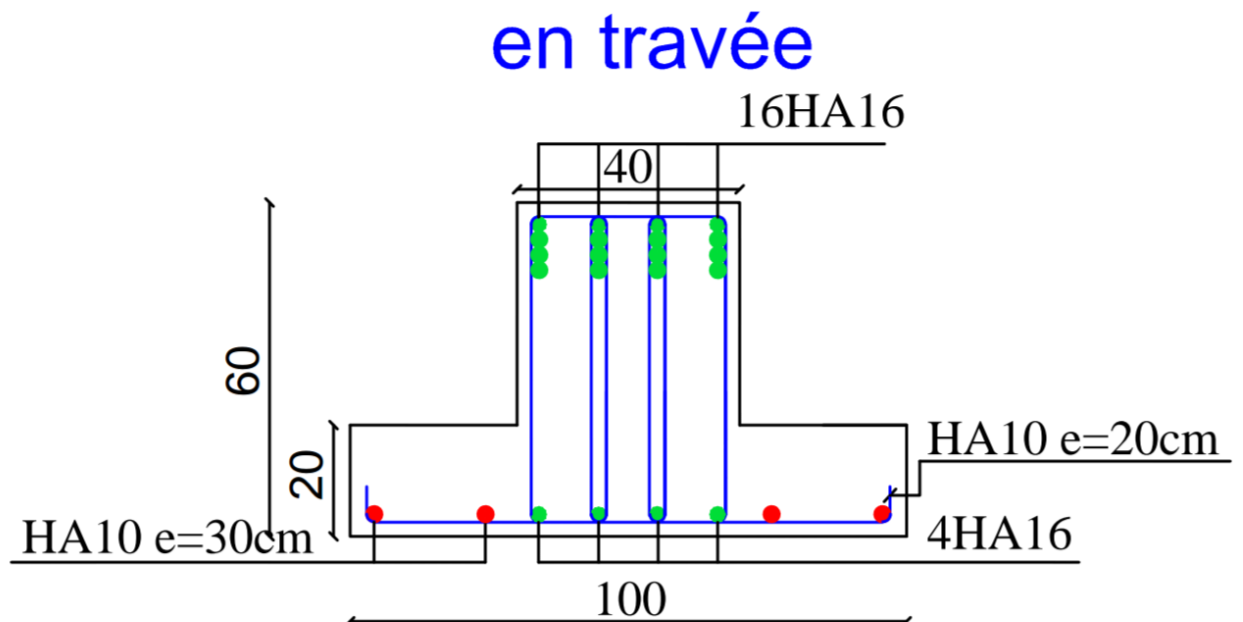


Figure VI- 6Ferrailage en travée.

en appui

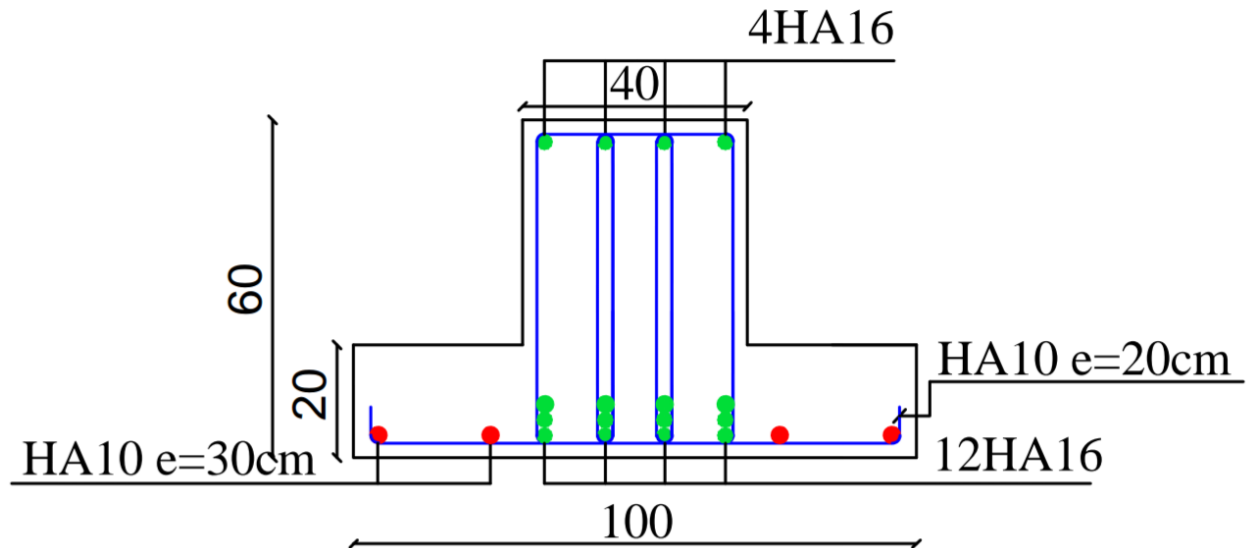


Figure VI- 7 Ferrailage en appui

VI-6-3-Semelle filante sous voile :

VI-6-3-1-Semelle filante sous voile 1 :

ELS :

$$N_v = 904.61 \text{ KN}$$

$$L = 3.8 \text{ m}$$

$$N_{ml} = 904.61 / 3.8 = 238.05 \text{ KN/ml}$$

$$B_y = N / \sigma_{sol} = 238.05 / 200 = 1.19 \text{ m}$$

On adopte $B = 1.30 \text{ m}$

$$d \geq B - b/4 = 130 - 25/4 = 26.25 \text{ cm}$$

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

$$.ht = d + 5 = 35 \text{ cm}$$

Ferraillage :

$$N_{ml} = 238.05 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = (N(B - b)) / (8. d. \delta_s)$$

$$= (238.05. 10^2 (130 - 25)) / (8 \times 30 \times 3480) = 3 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{min} = 0,23 b d (f_{t28}/f_e) = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2, A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Donc on adopte } \mathbf{6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ e } = 20 \text{ cm}}$$

Armature long :

$$A/4 = 6.79/4 = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{5HA10 (5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2) \text{ e } = 20 \text{ cm/ml}}$$

Annexe 21

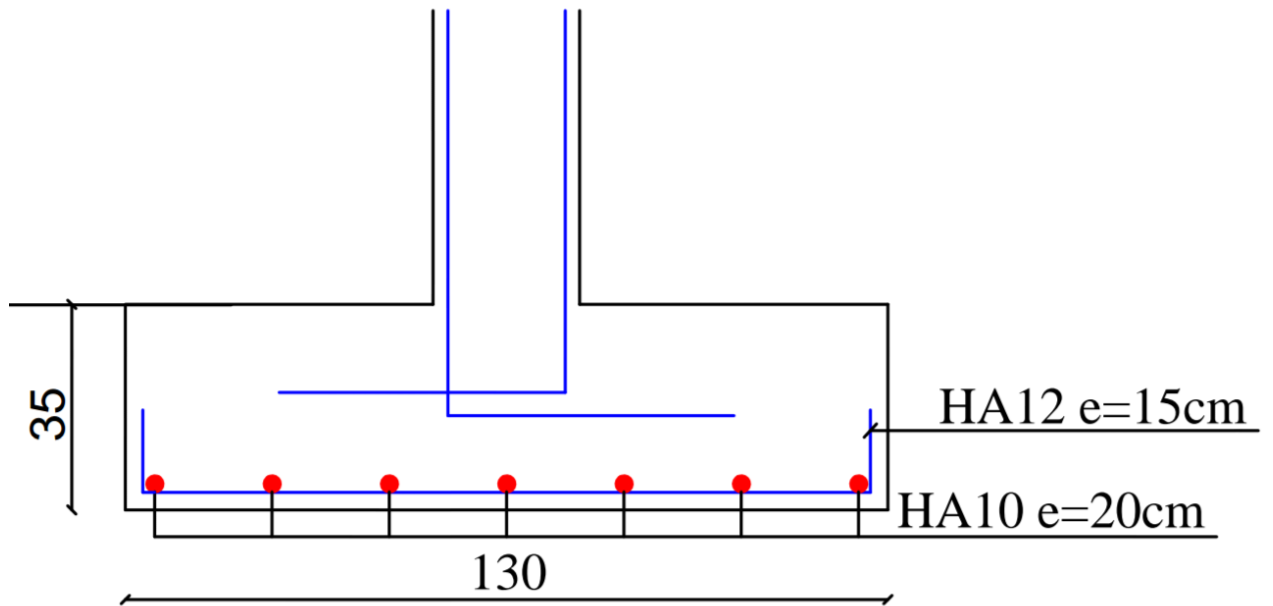


Figure VI- 8 Ferrailage de semelle filant sous voile 1

VI-6-3-2-Semelle filante sous voile 2 :

ELS :

$$N_v = 1060.56 \text{ KN}$$

$$L = 2.7 \text{ m}$$

$$N_{ml} = 1060.56 / 2.7 = 392.8 \text{ KN/ml}$$

$$B_y = N / \sigma_{sol} = 392.8 / 200 = 1.96 \text{ m}$$

On adopte $B = 2 \text{ m}$

$$d \geq B - b/4 = 200 - 25/4 = 43 \text{ cm}$$

$$.d = 40 \text{ cm}$$

$$.ht = d + 5 = 45 \text{ cm}$$

Ferrailage :

$$N_{ml} = 392.8 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = (N(B - b) / (8 \cdot d \cdot \delta_s)) = (392.8 \cdot 10^2 (200 - 25)) / (8 \times 40 \times 3480)$$

$$= 6.17 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

$$A_s = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 4.83 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 4.83 \text{ cm}^2$, $A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

on adopte **7HA12 = 7.92 cm² e = 15 cm**

Armature long :

$$A/4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 (5HA10 = 3.93 cm²) e = 20cm/ml

Annexe 23

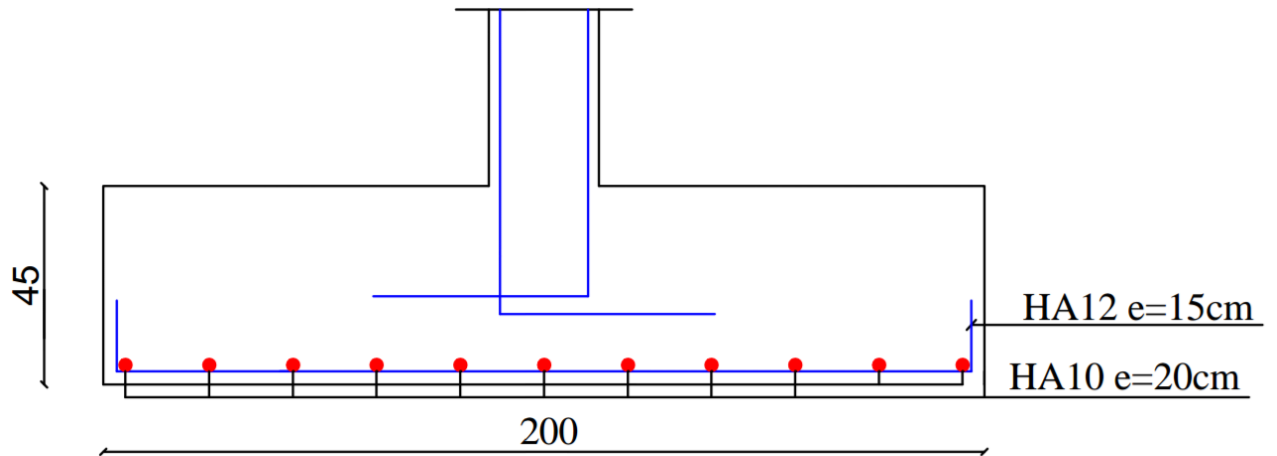


Figure VI- 9:Ferrailage de semelle filant sous voile 2

VI-7-Mur de soutènement :

VI-7-1-Evaluation des charges :

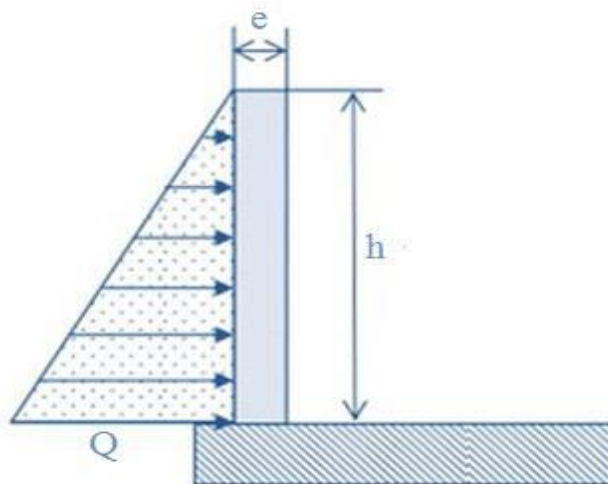


Figure VI- 10Schéma de mur de soutènement.

$$H = 2.33 \text{ m}$$

$$L = 3.8 \text{ m}$$

$$.e = 25 \text{ cm}$$

$$.\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$.\theta = 30^\circ$$

$$C = 0$$

Poids propre :

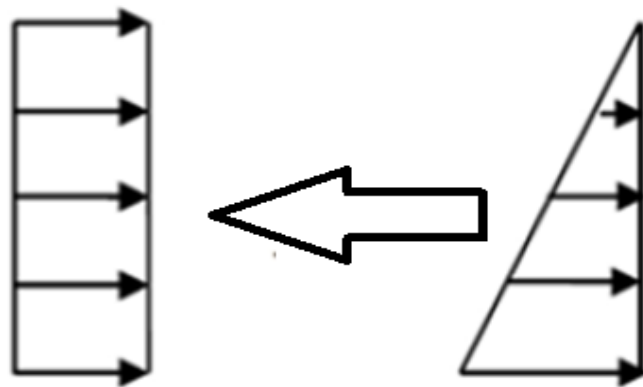
$$G = 0.25 \times \gamma_b \times 1 = 0.25 \times 25 \times 1 = 6.5 \text{ KN/ml}$$

Force de poussé :

$$Q = \gamma_h \times h \times A$$

$$A = \tan^2((\pi/4) - (\theta/2)) = 0.333$$

$$Q = 18 \times 2.33 \times 0.33 = 13.97 \text{ KN/ml}$$



On prend une moyenne de $1/3$ de la hauteur

$$14.55/2.45 = x/(2.45/3)$$

$$.x = 4.65 \text{ KN/ml}$$

ELU :

Annexe 25

$$1.35G + 1.5Q = 15.70 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$G + Q = 11.15 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et l' effort tranchant:

(Tableaux de BARES) :

$$\rho = l_x/l_y = 2.33/3.8 = 0,65$$

ELU :

Moment sur travée :

$$\mu_x = 0.0530 \quad \mu_y = 0.0716$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.0530 \times 15.70 \times (2.33)^2 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0716 \times 15.70 \times (3.8)^2 = 16.23 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0.1296 \quad \mu_y = 0.0840$$

$$M_{ax} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)^2 = 0.1296 \times 15.70 \times (2.33)^2 = 11.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)^2 = 0.0840 \times 15.70 \times (3.8)^2 = 19.05 \text{ KN.m}$$

EFFORTS TRANCHANTS:

$$\mu = 0.1755$$

$$T_{max} = \mu \times q_u \times l_x \times l_y = 0.1755 \times 15.70 \times 2.33 \times 3.8 = 24.4 \text{ KN}$$

ELS:

Moment sur travée :

$$\mu_x = 0.0621 \quad \mu_y = 0.0786$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)_2 = 0.0621 \times 11.15 \times (2.33)_2 = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)_2 = 0.0786 \times 11.15 \times (3.8)_2 = 12.65 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$\mu_x = 0.1291 \quad \mu_y = 0.0837$$

$$M_{tx} = \mu_x \cdot q_u \cdot (l_x)_2 = 0.1291 \times 11.15 \times (2.33)_2 = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = \mu_y \cdot q_u \cdot (l_y)_2 = 0.0837 \times 11.15 \times (3.8)_2 = 13.47 \text{ KN.m}$$

VI-7-2-Ferraillage :

Sur ELU :

Le calcul est fait à la flexion simple avec : $(b \times h = 100 \times 15)$.

$H = 25 \text{ cm}$ et $d = 22 \text{ cm}$

Sur travée :

Armature A_x :

$$\mu = M_{tx} / (b d^2 f_{bc}) = 4.51 \cdot 10^4 / (100 \cdot 23^2 \cdot 142) = 0.006$$

$$\mu_R = 0.8 \cdot \alpha (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.8 \cdot 0.668 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.668) = 0.391$$

$\mu < \mu_R = A_s' = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu / 0.8} = 0.0075$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 22.93 \text{ cm}$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s) = (4.51 \cdot 10^4) / (22.92 \cdot 3480) = 0.56 \text{ cm}^2$$

Annexe 27

Armature Ay :

$$\mu = M_{tx} / (bd_2 f_{bc}) = 16.23. 10^4 / (100.23 \cdot 142) = 0,0216$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha(1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \mu_{s'} = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,027$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22.74 \text{ cm}$$

$$A_s = M_U / Z. \sigma_s = 16.23. 10^4 / 22.74. 3480 = 2.05 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

Armature Ax :

$$\mu = M_{tx} / bd_2 f_{bc} = 11.04. 10^4 / 100.23 \cdot 142 = 0,0146$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha(1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = \mu_{s'} = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} / 0,8 = 0,0185$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22.82 \text{ cm}$$

$$A_s = M_U / Z. \sigma_s = 11.04. 10^4 / 22.82. 3480 = 1.38 \text{ cm}^2$$

Armature Ay :

$$\mu = M_{tx} / bd_2 f_{bc} = 19.04. 10^4 / 100.23 \cdot 142 = 0,0253$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha(1 - 0,4\alpha_R) = 0,8 \cdot 0,668 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,668) = 0,391$$

$\mu < \mu_R = A_s' = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu/0,8} = 0,032$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 22,70 \text{ cm}$$

$$A_s = M_U / Z \cdot \sigma_s = 19,04 \cdot 10^4 / 22,70 \cdot 3480 = 2,41 \text{ cm}^2$$

Vérification Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28}/f_e)$

$$A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{\min}$ Condition non vérifiée.

On adopte 6 HA12/ml = 2,5 cm², avec un espacement de 20 cm

Annexe 29

Moment (KN.m)	As (cm²)	Condition de non fragilité (cm²)	choix	Section adopter(c m²)	Escapement (cm)
Mtx = 4.51	0.62	2.77	6HA12/ml	6.79	20
Mty = 16.23	2.05	2.77	6HA12/ml	6.79	20
Max = - 11.04	1.38	2.77	6HA12/ml	6.79	20
May = - 19.04	2.41	2.77	6HA12/ml	5.79	20

ELU

Tableau VI- 1Ferrailage mur de soutènement

VI-7-3-Vérification de la section d' acier A L' ELS :

Le calcul se fait selon la règle de B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme

préjudiciable :

$$M_s = 13.47 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **La Position de l' axe neutre (y) :**

$$bx^2/2 + 15(A_s + A'_s)x - 15(A'_s * c' + A_s.d) = 0$$

$$\Rightarrow 25x^2/2 + 15*(6.79)x - 15(6.79*(23)) = 0$$

$$12.5x^2 + 101.85x - 2342.55 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4*a*c = 127500.82$$

$$x = 10.2 \text{ cm}$$

➤ **Moment d' inertie (I) :**

$$I = (bx^3/3) + 15As (d-x)^2 + 15A's(x-c')^2$$

$$I = (25 \times (10.2)^3/3) + 15 \times 6. (23-10.2)^2$$

$$I = 10147.08 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{x_s} / I = 10147,08 \cdot 10^{-2} / 13.47 \cdot 10.2 \cdot 10^{-8}$$

$$\sigma_{bc} = 13540.25 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj=0.6} \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc*} = 15000 \text{ kN m}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 * M_s * (d-x) / I = 15 * 13.47 * (23-10.2) / 10147.08 = 5.57 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 57.7 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 202 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

VI-7-4-Vérification de l' effort tranchant :

$$T = V_u = 25.66 \text{ kn } \tau_u < \tau_{u \text{ lim}} \tau_u = T_u / bd = 24.4 / (100 \times 23) 10^{-2} = 1.06 \text{ KN/m}^2,$$

$$\tau_u' = \min\{3.33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPA}\} = (3330 \text{ KN/m}^2 , 5000) \text{ KN/m}^2,$$

Annexe 31

$$\tau'_u = 3330 \text{ KN/m}^2$$

Alors $\tau_u = 1060 \text{ kn/m}^2 < \tau'_u$ condition vérifiée

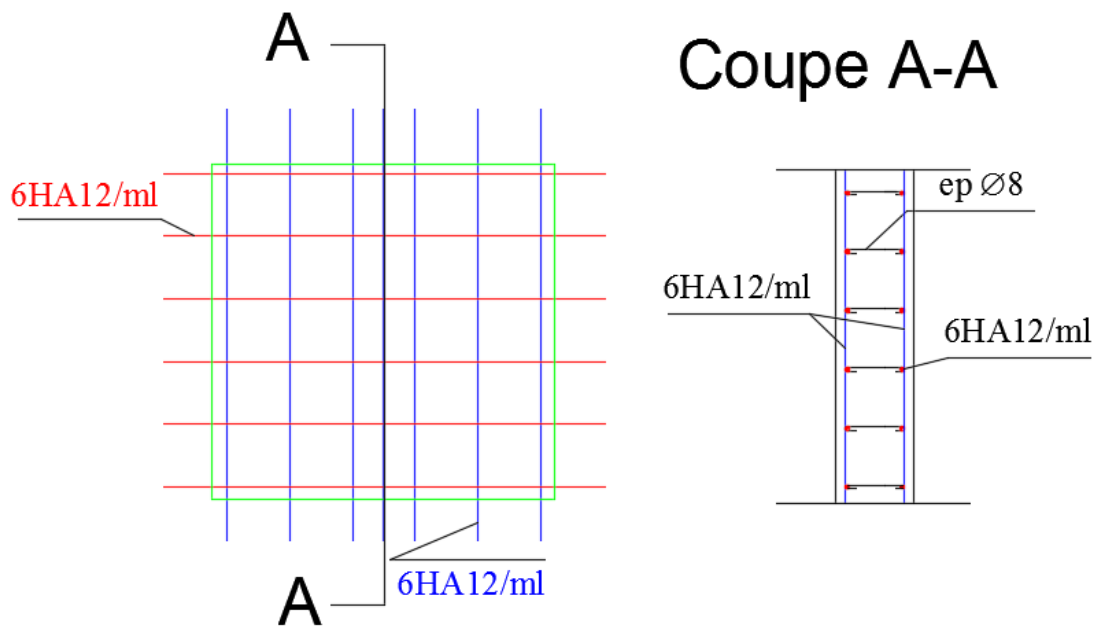


Figure VI- 11 Ferrailage de mur de soutènement

VI-8-Fondation de mur de soutènement:

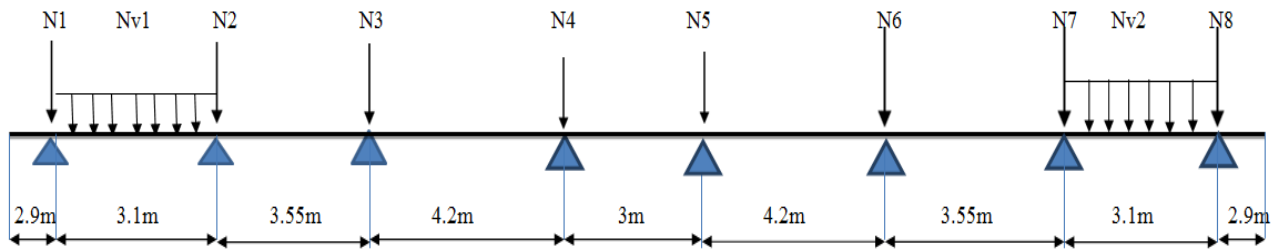


Figure VI- 12Schéma d' une fondation du mur de soutènement

VI-8-1-1-ELS

$$N1 = 168.57 \text{ KN}$$

$$N2 = 194.82 \text{ KN}$$

$$N3 = 581.18 \text{ KN}$$

$$N4 = 652.72 \text{ KN}$$

$$N5 = 652.69 \text{ KN}$$

$$N6 = 581.40 \text{ KN}$$

$$N7 = 183.80 \text{ KN}$$

$$N8 = 174.76 \text{ KN}$$

$$Nv1 = 269.19 \text{ KN}$$

$$Nv2 = 267.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur}} = 14.56 \text{ KN}$$

$$R = \sum N = 3743.57 \text{ KN}$$

$$L = 29.56 \text{ m}$$

$$\alpha = \sum M / R = 66479 / 374.57 = 17.7 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\sum N / (L \times 6_{\text{sol}})} = \sqrt{3743.57 / 29.56} = 0.79 \text{ m}$$

Pour assuré les débords on adopte $B = 1\text{m}$

$$d \geq B - b/4 = 100 - 40/4 = 15$$

Annexe 33

On adopte $d = 55 \text{ cm}$

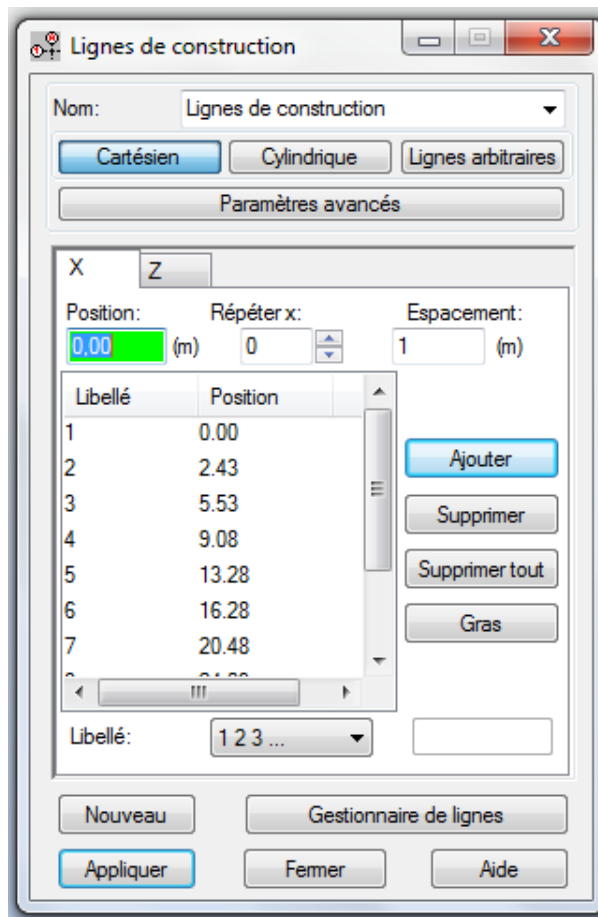
$$H = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

$$.h_0 = 20 \text{ cm}$$

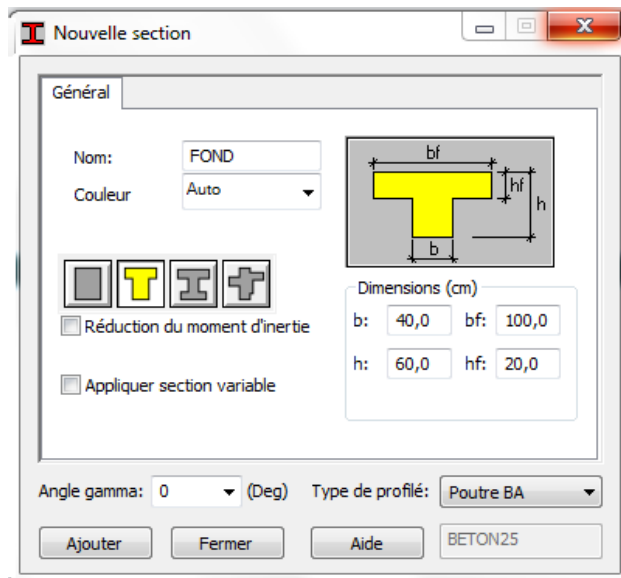
VI-8-1-2-Diagramme M et T :

Etapes de travail dans le robot :

- On crée des lignes de construction :

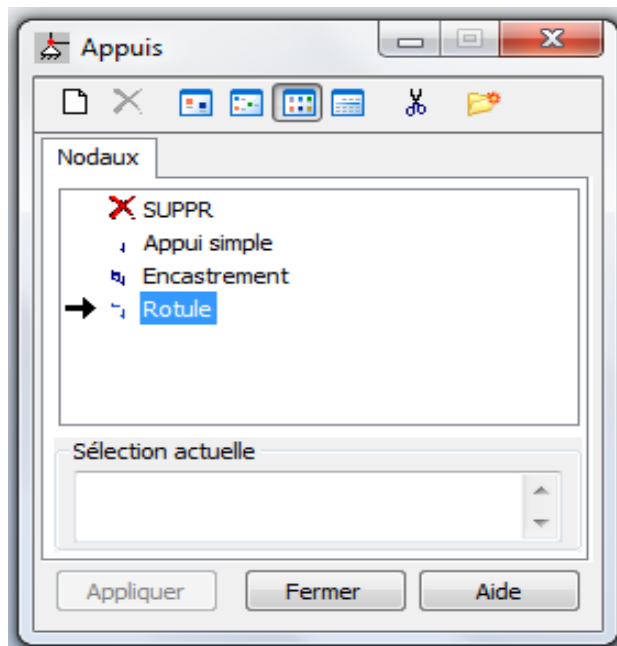


- On choisit la section en T :

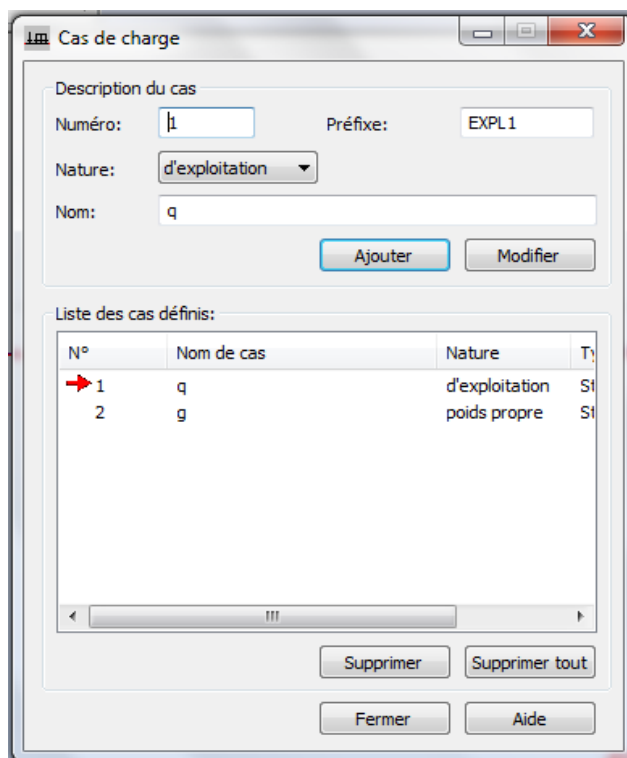


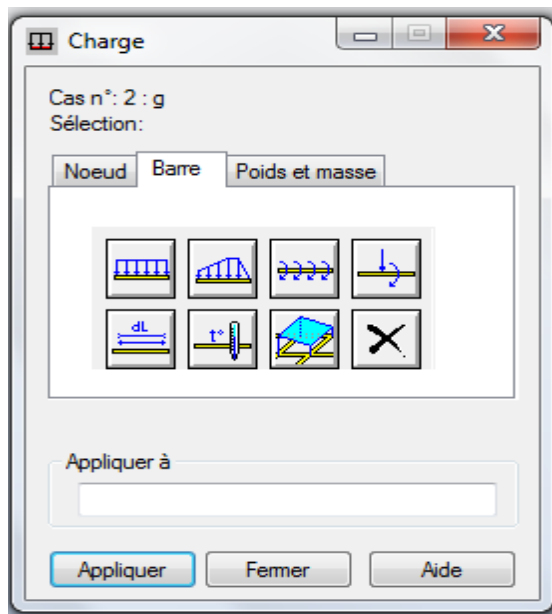
- Appuis :

Annexe 35



- Les charges :





On lance le calcul :

VI-8-1-3-Diagrammes M et T :

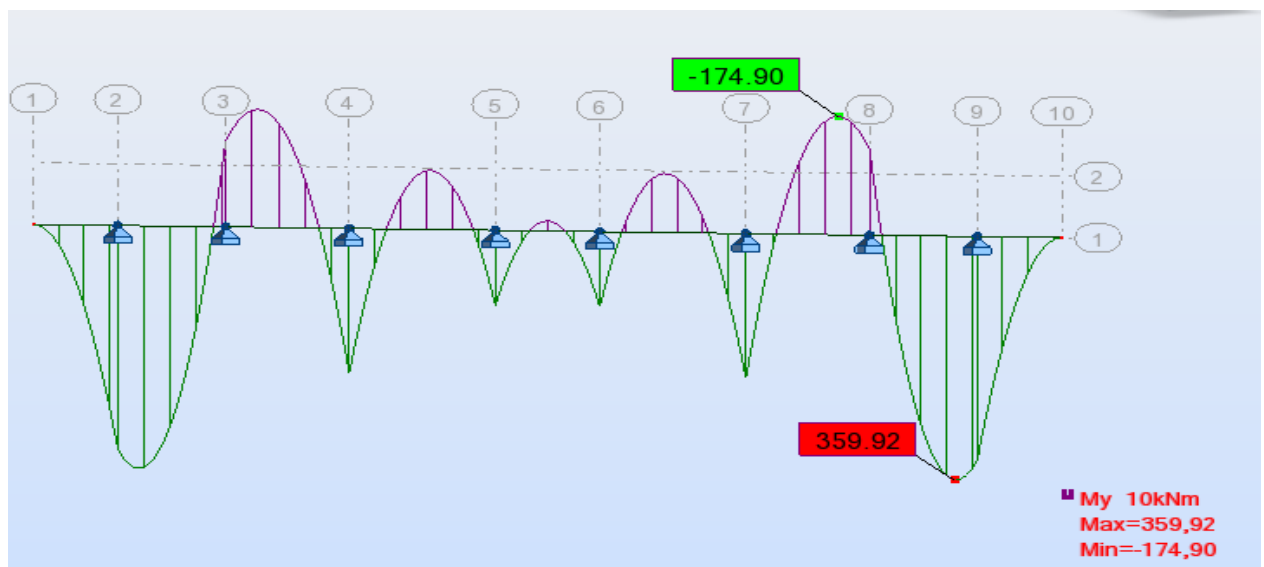


Figure VI- 13Diagramme des moments

Annexe 37

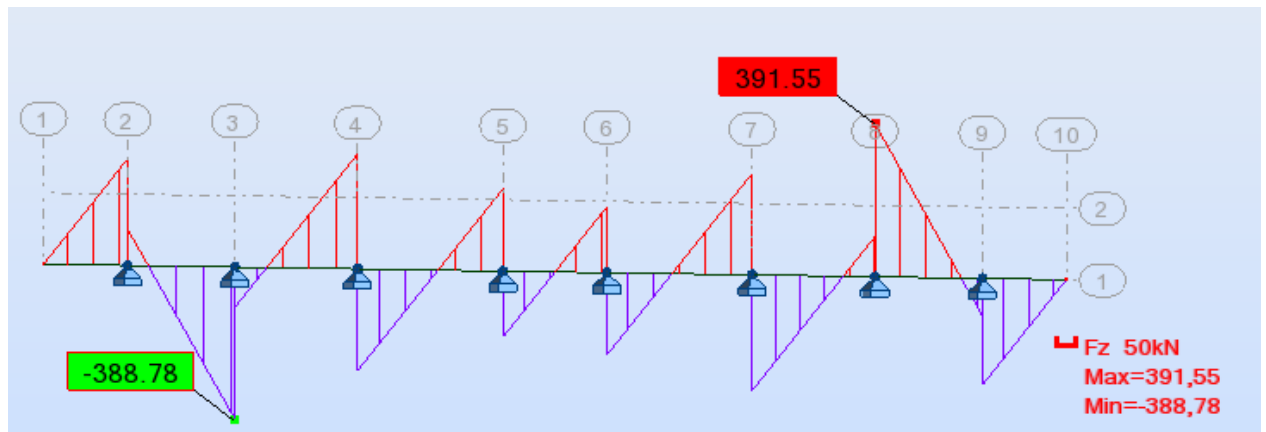


Figure VI- 14 : diagramme des efforts tranchant.

VI-8-1-4-Ferraillage :

$$M_{AP} = 359.92 \text{ Kn.m}$$

$$M_{TR} = -174.90 \text{ Kn.m}$$

$$T = 391.55 \text{ Kn}$$

$$\begin{aligned} B &= 120\text{cm} & b_0 &= 40 \text{ cm} & d &= 55 \text{ cm} \\ H &= 60 \text{ cm} & h_0 &= 20 \text{ cm} \\ M &= 473.34 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{table} = b.h.f_{bc}.(d - h_0/2)$$

$$M_{table} = 100 \times 20 \times 142 \times (55 - 10)$$

$$M_{table} = 1278 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = 1278 \text{ KN} > M = 495.9 \text{ KN}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

Section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = 359.92 \times 10^4 / (100 \times 55 \times 142) = 0,083$$

$$\text{FeE40} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \quad A's = 0$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,038)/0,8} = 0,109$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,109)$$

$$Z = 52.59 \text{ cm}$$

$$A_s = Mu/Z \times \delta_s = 359.62 \times 10^4 / 52.59 \times 3480$$

$$A_{ts} = 19.66 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 12HA16 (12HA16 = 24.13 cm}^2\text{)}$$

Ferraillage sur travée :

$$M = 174.90 \text{ kN.m}$$

Le ferraillage en appuis s'effectue pour une section rectangulaire de $b_0.h \dots (40 \times 60)$

$$\mu = 174.90 \times 10^4 / (40 \times 55^2 \times 142) = 0,01$$

$$\text{FeE40} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,038 < \mu_R = 0,392 \quad A's = 0$$

$$\alpha = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,01)/0,8} = 0,127$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 55 \times (1 - 0,4 \times 0,127)$$

$$Z = 54.71 \text{ cm}$$

$$A_s = Mu/Z \times \delta_s = 174.9 \times 10^4 / 54.71 \times 3480$$

$$A_{ts} = 9.18 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte 6HA16 (6HA16 = 12.06 cm}^2\text{)}$$

VI-8-1-5-Vérification de l'effort tranchant :

Annexe 39

On doit vérifier que : $\tau \leq \tau_u$, tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \cdot \gamma_b = 1,5$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} ((0,15 f_{cj} / \gamma_b) 4 \text{MPa}) \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} (2,5 ; 4 \text{MPa})$$

$$\tau = V / bd = 391.55 / 100 \cdot 60 = 0.0655 \text{ KN cm} = 0.65 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa}$$

> vérifiée

Ferraillage transversal :

$$\Sigma N = 1550.03$$

$$N_{ml} = 3743.57 / 17.7 = 211.51 \text{ Kn/ml}$$

$$A_s = (B - b) / 8 \cdot d \cdot \delta_s = 211.5 \times 10^2 (100 - 40) / 8 \times 55 \times 3480$$
$$= 0.82 \text{cm}^2$$

On adopte 4HA10 (4HA10 = 3.14 cm²) e = 30cm/ml

Armature long :

$$A/4 = 3.14 / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8 (6HA8 = 3.02cm²) e = 20cm/ml

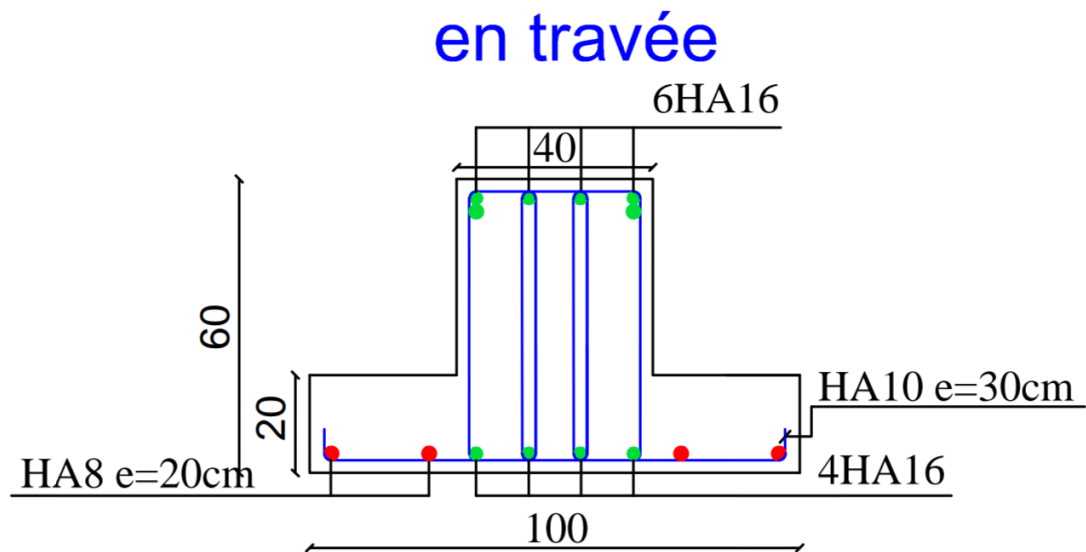


Figure VI- 15 : Ferraillage en travée.

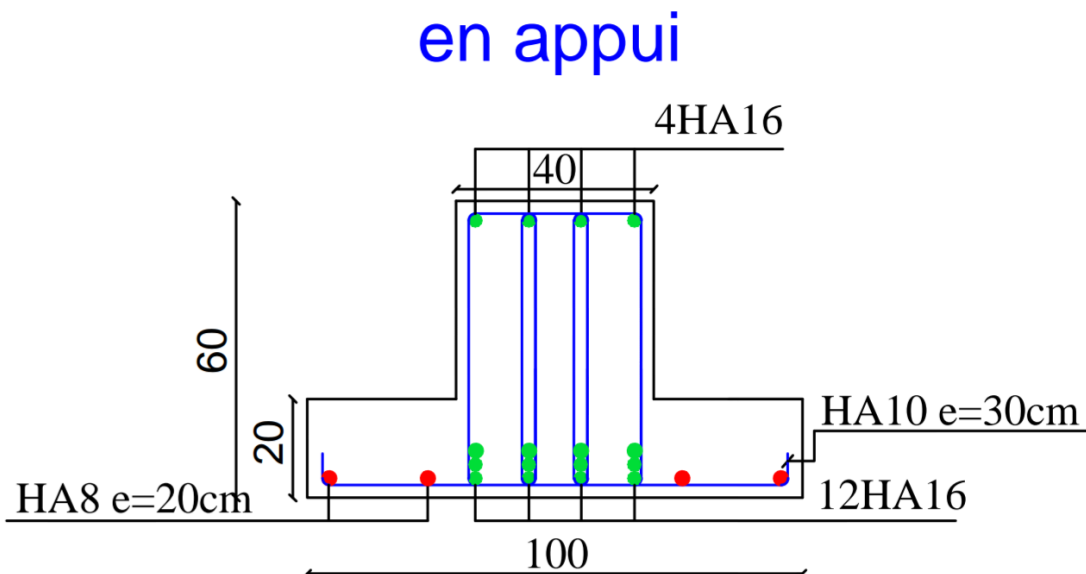


Figure VI- 16: Ferraillage en appui.

VI-9-Les longrines :

VI-9-1-Introduction :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc,

Annexe 41

tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI-9-2-Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 30) cm²

VI-9-3-Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : 20 KN

$$F = N/\alpha$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone II ; Site S2) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

VI-9-4-Ferraillage :

VI-9-4-1-Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par :

On a : $N_u = 1422.44$ KN valeur max

$$F = 1422.44/15 = 94.81 > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = F/6s = 94.81 \times 10^2 / 3480 = 2.72 \text{ cm}^2$$

Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A \geq 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12 = 6.79 cm²

Armature transversal:

$$\emptyset \geq \emptyset/3 = 12/3 = 4 \text{ mm}$$

On adopte $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Escapement:

$$S_t \leq \min (20c; 15\emptyset) = (20\text{cm} ; 18\text{cm})$$

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

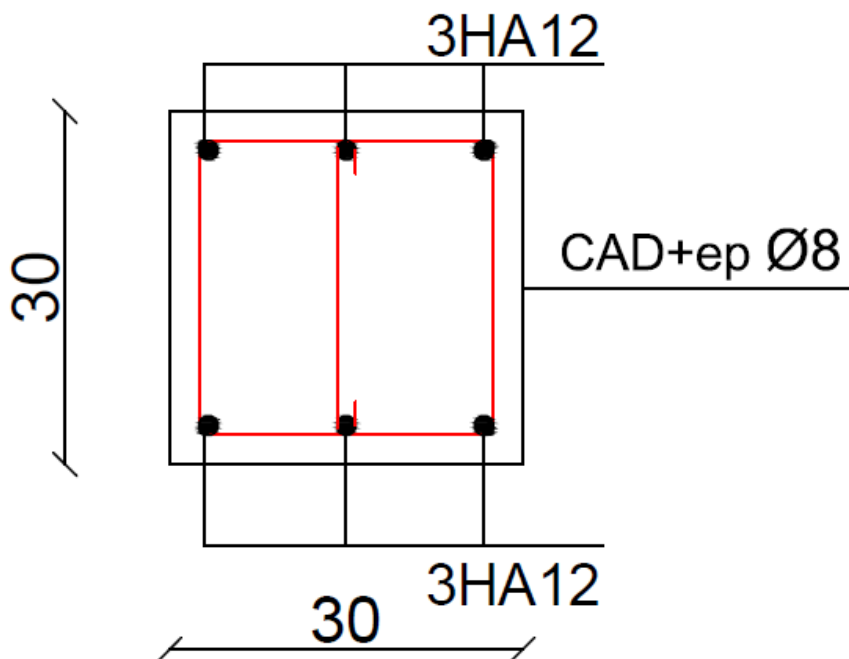


Figure VI- 17 : Ferrailage de longrine.

Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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

Bibliographie

- **BAEL91** : (Béton armé aux états limites édition Eyrolles troisième tirage 1997)
 - **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
 - Calcul des ouvrages en béton armé (M .Belazougui)
 - **DTR BC-2 .4** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
 - **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
 - **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
 - Mémoires de fin d'étude
 - Cahiers de cours béton du cursus
- Autres documents consultés :**
- Cahier de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 11
- SOCOTEC
- Autocad 2019.