

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : Génie Civil

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : Génie Civil.

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

ÉTUDE D'UN BATIMENT(R+7) EN BETON ARME A USAGE D'HABITATION

Présenté par : *Hamdaoui Charf Eddine*

Encadrant : *Mezigheche Nawel* Grade : *M.A.A*

Université : *Annaba*

Jury de Soutenance :

Djeghaba Kamel	Professeur	Université d'Annaba	Président
Mezigheche Nawel	M.A.A	Université d'Annaba	Encadrant
Athmani Allaeddine	M.C.A	Université d'Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Avec une profonde gratitude et une attention particulière, nous remercions madame: **Nawel MEZIGHECHE** pour nos soins, notre disponibilité, notre assistance et nos précieux conseils.

Nous ne pouvons oublier de remercier les membres respectés du jury qui nous ont fait le grand honneur de présider et de revoir cet humble travail.

Nous remercions sincèrement tous les professeurs du **Département de Génie Civil** qui ont contribué à notre formation pendant toutes les sessions.

Nous remercions également tous nos amis pour leur aide et leur soutien.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

🌸 *Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*
🌸 *Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé*
🌸 *A Mon Encadreur Madame **Nawel MEZIGHECHE***
🌸

🌸 *A mes amies intimes :**EL HADI, KHEMIS, KADI***

🌸 *A toute les famille **HAMDAOUI***
🌸 *A mes amis de l'université*
🌸 *A tous ma promotion de Génie Civil **2022/2023***

A Tous ceux qui me connaissent



Liste des figures

Figure I.01 : Détail d'un plancher en corps creux	10
Figure I.02 : Diagramme contraintes-déformations du béton	12
Figure I.03 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	13
Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps	15
Figure II.2 Schéma des poutrelles	16
Figure II.3 Dimensions adoptées des poutrelles	17
Figure II.4 Coupes sur escaliers	17
Fig. II.5 : Coupe sur l'acrotère	18
Figure II.6 Détail des constituants du plancher d'étage courant	19
Figure II.7 Section afférente d'un poteau sollicité.....	22
Figure III.1 Schéma de poutrelle type 1.....	30
Figure III.2 schéma statique des poutrelles.....	31
Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	33
Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants	34
Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	35
Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants	36
Figure III.7 schéma statique des poutrelles Type 2	36
Figure III.8 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	37
Figure III.9 Diagramme des efforts tranchants.....	37
Figure III.10 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]	39
Figure III.11 Diagramme des efforts tranchants	40
Figure III.12 Dimensions des poutrelles	40
Figure III.13 Schéma de l'ancrage courbe.....	44
Figure III.14 ferrailage de poutrelle	45
Figure IV-1 : schéma d'un escalier	50
Figure IV.2 Schéma statique de l'escalier	53
Fig IV-3 Diagrammes des sollicitations	54
Fig IV. 4 Diagramme des moments retenus	55

Fig IV-6 Diagramme des moments retenus	57
Figure IV.7 ferrailage des escaliers et de la poutre palière.....	62
Fig. IV .8:Coupe de l'acrotère.....	64
Figure IV.9 coupe ferrailage de l'acrotère	67
Figure V.1 Modalisation de la structure par le logiciel ROBOT v2018.....	71
Figure V.2postion des Voiles.....	71
Figure.VI.1 Ferrailage des poteaux	85
Figure VI.2 Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	91
Figure VI.3 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	93
Figure VI.4 Dimensions de voile	95
FigureVI.5 Disposition des armatures verticales dans les voiles	96
FigureVI.6 disposition du ferrailage du voile	97
Figure VI.7 ferrailage des voiles	97
Figures VII.1 Détail de l'action de la superstructure et la réaction du sol sur un radier	99
Figure VII.2 dimensions du panneau pris dans le calcul du ferrailage du radier	103
Figure VII.3 schéma statique de la poutre de libage longitudinale	104
Figure VII.4 schéma statique de la poutre de libage transversale.....	106
Figure VII.5 Répartition armatures dans les poutres	108
Figures VII.6 schéma statique de débord	109
Figures VII.7 schéma de ferrailage de radier	110
Figures VII.8 schéma de ferrailage des nervures	111

Liste des Tableaux

Tableau I.01 : composition du béton	11
Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse	19
Tableau II.2 charge permanente de plancher étage courant.....	19
Tableau II.3 Dégression des Surcharges d'Exploitation	20
Tableau II.4 évaluation des charges.....	21
Tableau II.5 Les sections des poutres sont résumées	22
Tableau II.6Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages	26
Tableau II.7Tableau de vérification des poteaux au flambement.....	26
Tableau III.1récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.....	40
Tableau IV.1Descente de charge (volée)	52
Tableau IV.2 Descente de charge (palier).....	52
Tableau IV.3Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).....	54
Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)	56
Tableau IV.5 tableau de façonnage pour le ferrailage d'escalier	63
Tableau V.1 :Q: facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	73
Tableau V.2 :analyse modale	75
Tableau V.3vérification des déplacements entres étages	76
Tableau V.4vérification des déplacements au sommet	76
Tableau V.5Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens x	77
Tableau V.6 Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$ sens y	77
Tableau V.7 vérification L'efforts tranchant à la base	78
Tableau V.8 vérification de renversement	78
Tableau VI .1 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.	81
Tableau VI.2 : Récapitulation du ferrailage des poteaux.....	86
Tableau VI.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants	87
Tableau VI.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales	92
Tableau VI.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	92

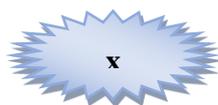
Liste des notations :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **A_s** : Aire d'une section d'acier.
- **A_{min}** : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- **A_r** : Section d'armature de répartition.
- **A_u** : Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- **A_{ser}** : Section d'armature d'état limite ultime de service.
- **A_x** : Section d'armature du sens X-X.
- **A_y** : Section d'armature du sens Y-Y.
- **A_t** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **B_r** : Section réduit du béton.
- **C_p** : Facteur de force horizontale.
- **C_s** : Coefficient de sécurité.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure
- **C_r** : La charge de rupture.
- **D** : Coefficient d'amplification dynamique.
- **∅** : Diamètre des armatures.
- **H** : Hauteur.
- **HA** : Armature a haute adhérence.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **γ_s** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **γ_b** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- **σ_s** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.
- **σ_S** : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- **σ_{bc}** : Contrainte de compression admissible du béton.
- **τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.

- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- Σ : Sommation.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- ρ : La masse volumique du béton armé.
- ν : Le coefficient de poisson.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- ELU : Etat limite ultime.
- ELS : Etat limite service.
- $ELUR$: Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant.
- T_x : Période fondamentale dans le sens X-X.
- T_y : Période fondamentale dans le sens Y-Y.
- V : Action sismique ; effort horizontale.
- St : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Excentricité, espacement.
- F : Force concentrée.
- η : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration).
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Poids total de la structure
- W_p : Poids des les éléments en considération.

- **d**: Hauteur utile.
- **b** : Largeur.
- **b0**: Largeur de la nervure.
- **c** : Enrobage.
- **Fe** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **Mu**: Moment à l'état limite ultime.
- **Mser**: Moment à l'état limite de service.
- **Mt** : Moment en travée.
- **Ma** : Moment sur appuis.
- **M0** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- **Mw** : Moment fléchissant de la gauche.
- **Me** : Moment fléchissant de la droite.
- **N** : Effort normal.
- **I** : Moment d'inertie.
- **fi** : Flèche due aux charges instantanées.
- **fv** : Flèche due aux charges de longue durée.
- **Ifi** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- **M** : Moment fléchissant.
- **m** : La masse.
- **P** : Poids propre.
- **g** : Giron de la marche.
- **h'** : Hauteur de la zone nodale.
- **l'** : Longueur de la zone nodale.
- **EIj**: Module d'élasticité instantané.
- **Evj** : Module d'élasticité différé.
- **Es** : Module d'élasticité de l'acier.
- **Eb**: Module de déformation du béton.
- **Fc28**: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- **Ft28**: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **Fcj**: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **I0**: Moment d'inertie de la section totale homogène.

- **ql** : Charge linéaire.
- **qser**: Charge linéaire d'état limite de service.
- **qu**: Charge linéaire d'état limite d'ultime.
- **θ** : Déviation angulaire.
- **α** : Angle, coefficient sans dimension.



Sommaire

Remerciements
Dédicace
Liste des figures
Liste des Tableaux
Liste des notations
Sommaire

Introduction Générale 1 et 2

CHAPITRE I : Présentation du projet

Introductio	4
1.Présentation de l'Ouvrage	4
2.Caractéristiques Géométriques du projet	4
3.Règlements et normes utilisés	4
4. les plans d'architecture.....	5
5. Les actions :	9
5.1 Définitions :	9
5.2 Valeurs caractéristiques des actions	9
5.3 combinaisons de calcul	9
5.4 Les sollicitations	9
6.Description de l'ouvrage	10
6.1.Plancher:	10
6.2.Maçonneries	10
6.3.Escaliers:.....	10
6.4.L'acrotère :	10
6.5.Structure de contreventement;.....	11

7.Caracteristiques des matériaux	11
7.1. Béton ;	11
7.2.Acier :	13

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

1.Introduction	15
2.Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	15
2.1 Pré dimensionnement des planchers	15
2.2 Poutrelle	16
2.3.Pré dimensionnement des escaliers	17
2.4 Pré dimensionnement de l'acrotère :	18
2.5 Pré dimensionnement cloisons extérieur	18
3. Descente des charges	19
3.1. Charge Permanente	19
3.2 .Surcharge d'exploitation	20
3.3 évaluations des charges :.....	21
4.Pré dimensionnement des éléments porteurs	21
4.1. Pré dimensionnement des poutres	21
4.2 Pré dimensionnement des poteaux	22
4.3 Pré dimensionnement des voiles	26

Chapitre 03 : Etude des planchers

1.Introduction	29
2.Etude de plancher :	29
2.1.1 Étude de la dalle de compression	29
2.1.2. Étude des poutrelles :	30
3.Méthode de calcul	31
3.1 la méthode de Caquot	31
3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)	32
3.4 Calcul du ferrailage :	40

3.4.1 E.L.U :	40
3.4.2 Vérification à E.L.S	42
3.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant	43
3.4.4 Diamètre des armatures transversales :	43
3.4.5 Ancrage des barres :	43
3.4.6 Ancrage des armatures :	44
3.4.7 Calcul de l'espacement des armatures transversales	44
3.5 Vérification de la flèche	45

Chapitre 04 : Etude des élément non structuraux

1.les escaliers	50
1.1 Introduction :	50
1.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire	51
1.3 schéma de ferrailage	62
2. Acrotère	64
2.1 Introduction :	64
2.2 Ferrailage :	64
2.3 Schéma de ferrailage	67

Chapitre 05 : Etude sismique

1.Introduction :	69
2.Méthode de calcul	69
2.1 méthode statique équivalente :	69
2.2 Méthode dynamique modale spectrale:	69
2.3. Préparation des donnés de ROBOT :	70
2.4. Modélisation :	71
3. Évaluation de la force sismique :	72
3.1. Définitions de la valeur des coefficients :	72
3.2 .Cacul de la force sismique totale :	74

4. Mod propre de la structure :	75
5. Vérification des déplacements :	75
5.1 Vérification des déplacements entre étages :	75
5.2 Vérification des déplacements au sommet :	76
6. Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$	76
7. L'efforts tranchant à la base	78
8. Justification au renversement	78

Chapitre 06 : Étude des éléments structuraux

1. Introduction :	80
2. Ferrailage des portiques	80
2.1. Ferrailage des poteaux	80
2.2 Ferrailage des poutres	86
2.2.1 Étude des poutres principales P.P	87
2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S	92
3. Etude des voiles	93
3.1 Introduction	93
3.2 Le système de contreventement :	93
3.3 ferrailage des voiles :	95

Chapitre 07 : Étude de l'infrastructure

1. Introduction:	99
2. Choix du type de fondation	99
3. Pré dimensionnement du radier	100
4. Vérification des contraintes :	101
5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :	102
6. Ferrailage du radier :	102
6.1. Ferrailage des dalles :	102

6.2.Ferraillage des poutres de libages :	104
7. Sheema de ferraillage	109

Résumé

Le but de cette étude est le dimensionnement et la vérification d'un bâtiment avec une structure en béton armé à usage d'habitation qui se compose de **R+07** étages et qui sera implantée dans **la wilaya EL TAREF** qui est classée en zone II selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

L'analyse de ce bâtiment a été établie à l'aide du logiciel (**Autodesk ROBOT Structural Analysis, version.2018**) qui permet de déterminer les sollicitations nécessaires pour le dimensionnement du bâtiment et cela après une bonne modélisation et chargement de la structure du bâtiment sur le logiciel.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments secondaires a été fait manuellement conformément aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage ROBOT, alors que celui des voiles et a été fait manuellement. Le type de la fondation qui convient pour ce bâtiment est une fondation superficielle de type radier nervuré.

Introduction Générale

Introduction Générale

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories :

Les constructions civiles et industrielles : ouvrages abritant des individus et/ou des biens

Les voiries et ouvrages d'art : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout ouvrage fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposées sans subir des déformations importantes dans sa structure.

Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs, ponts, barrages, câbles, ect...

Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger les agressions du milieu extérieur.

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisé en huit chapitres :

Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment.

Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de notre bâtiment.

Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul du ferrailage des éléments secondaires.

Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique de la structure de notre bâtiment.

En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments structuraux.

Dans le dernier chapitre nous avons effectué une étude des fondations et nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.



Chapitre 01 :
Présentation du projet

Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

1. Présentation de l'Ouvrage :

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation dont chaque niveau contient quatre appartements de type F3.

Ce projet est situé en face de la wilaya d'EL TAREF, cette zone est classée comme une zone de moyenne sismicité (**zone II**) selon le **RPA99/version 2003**.

2. Caractéristiques Géométriques du projet :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, ayant les dimensions suivantes :

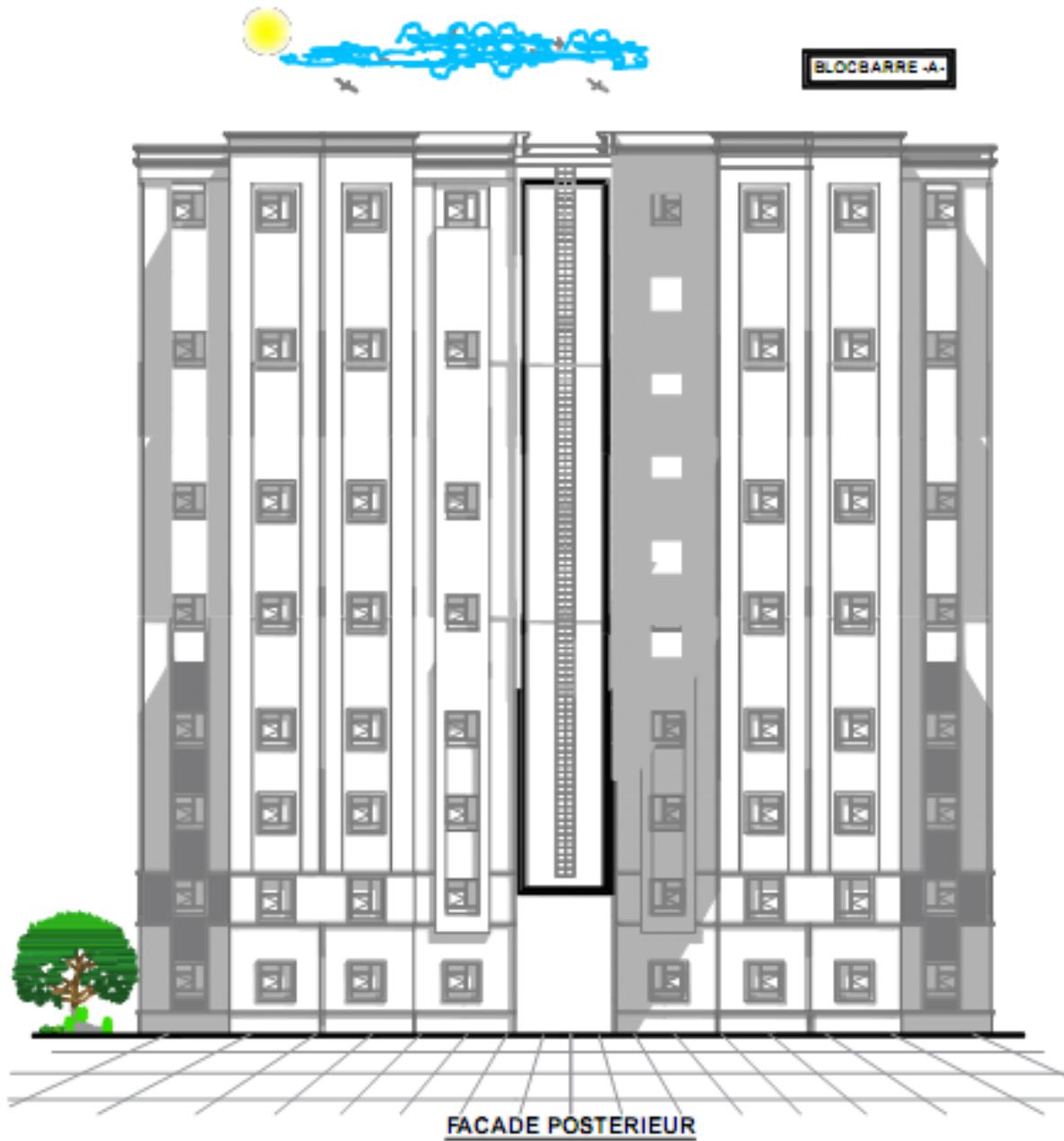
- Hauteur des étages courants 3,06m.
- Hauteur du RDC..... 3 ,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 24,48 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan29 ,80m.
- Largeur totale du bâtiment en plan.....16,92m

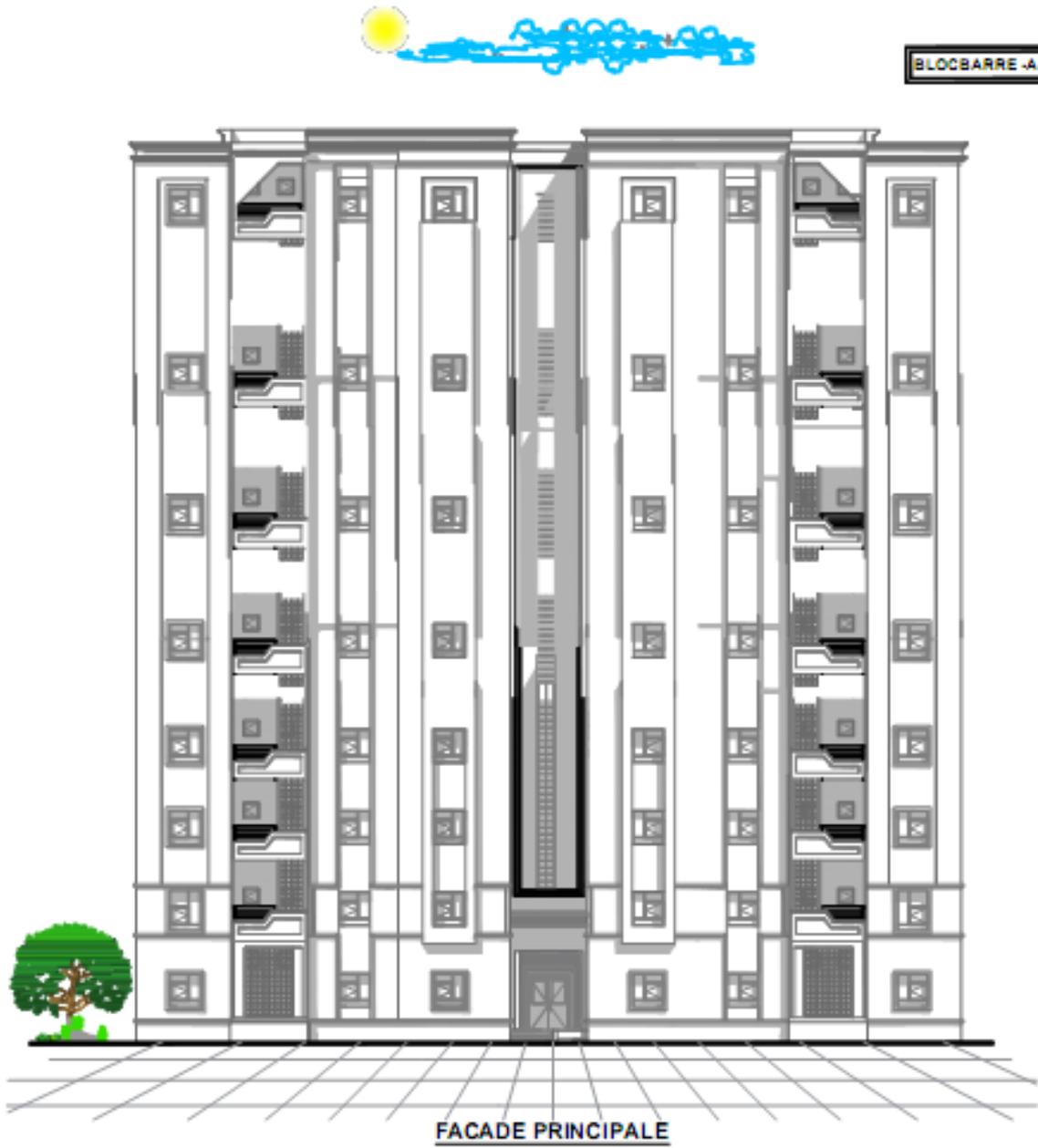
3. Règlements et normes utilisés :

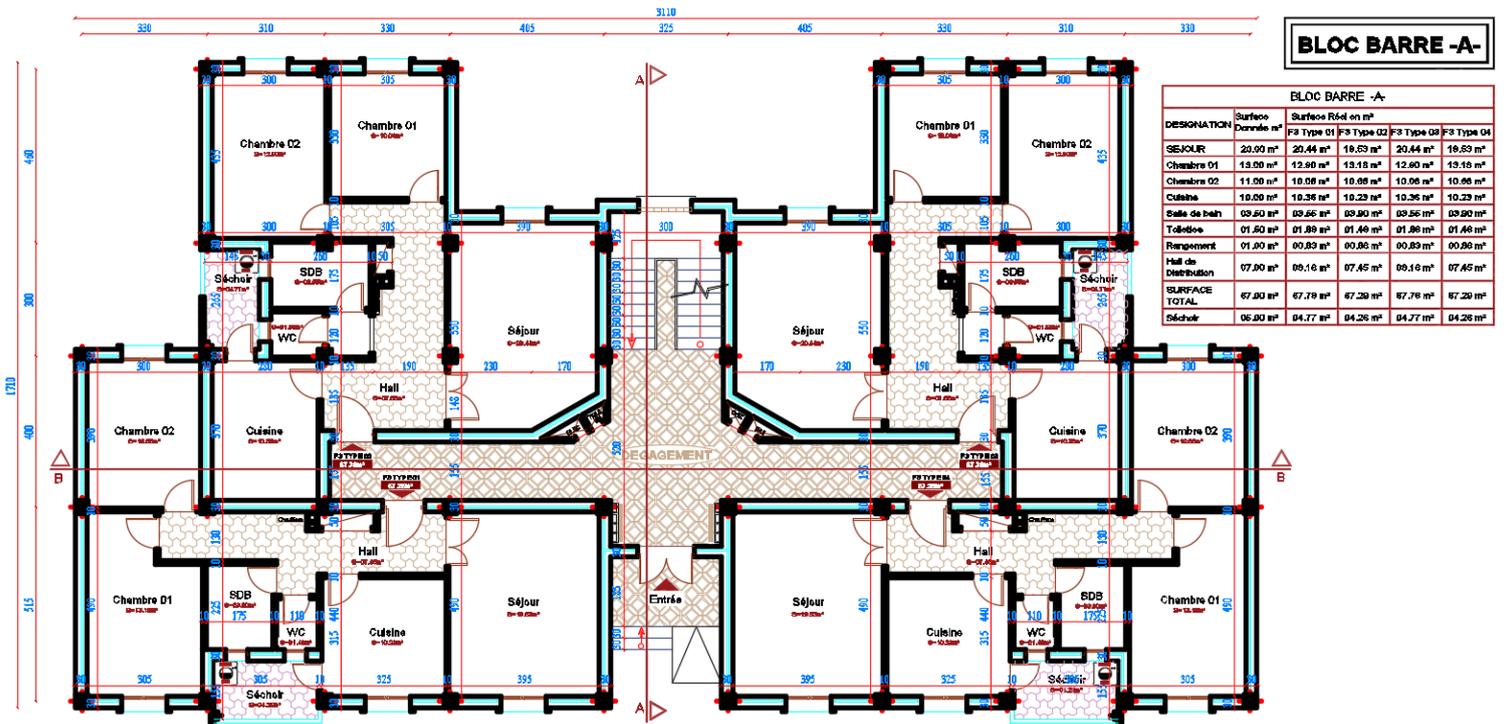
Les règlements utilisés sont :

- o Le Règlement Parasismique Algérien :RPA99 /version 2003.
- o Le Béton Armé aux Etats Limites :BAEL91/modifiées 99.
- o Les règles de Conception et Calcul du Béton Armé :CBA93.
- o Le Document Technique Règlementaire Algérien :DTR B.C.2.2
- o Le Document Technique Règlementaire Algérien DTR B.C.2.33.1

4. Les plans d'architecture :

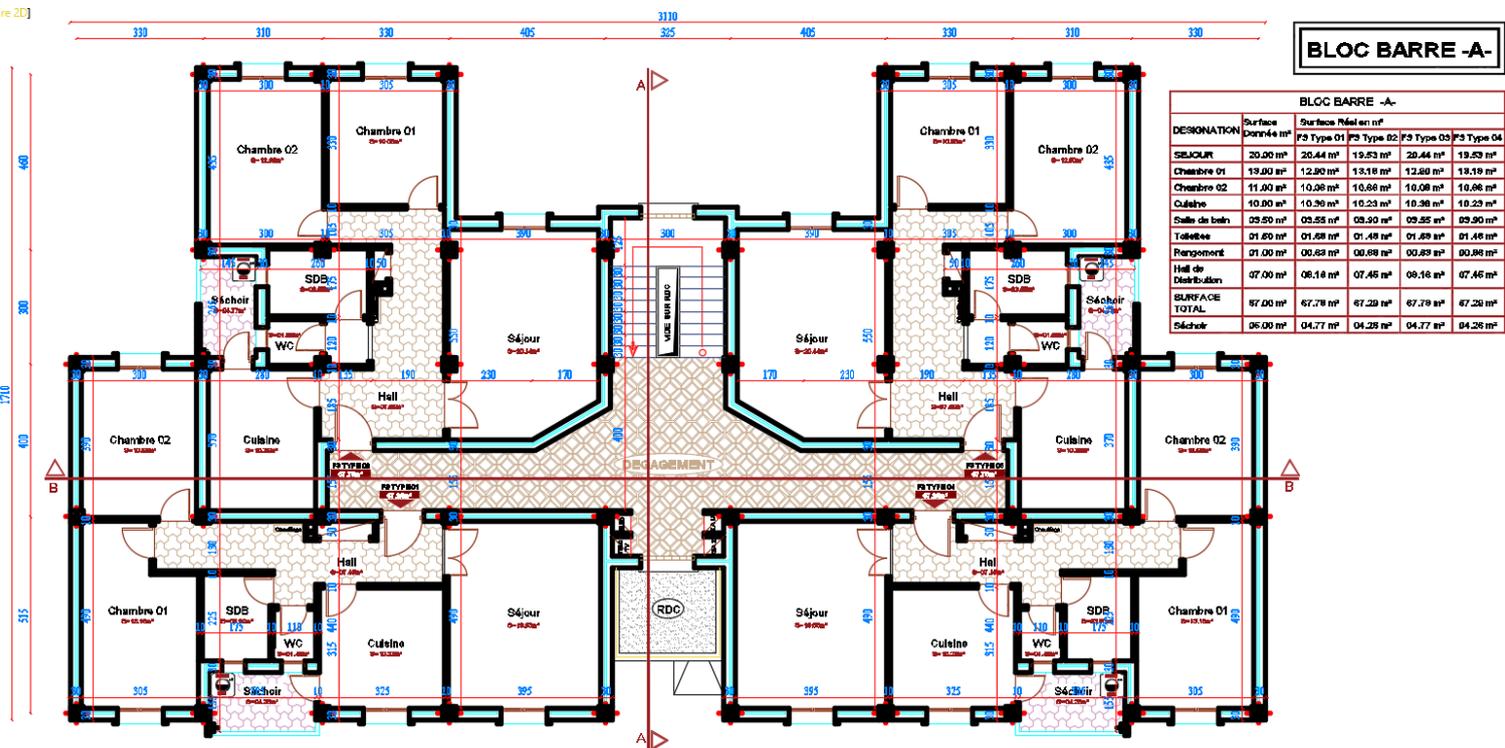




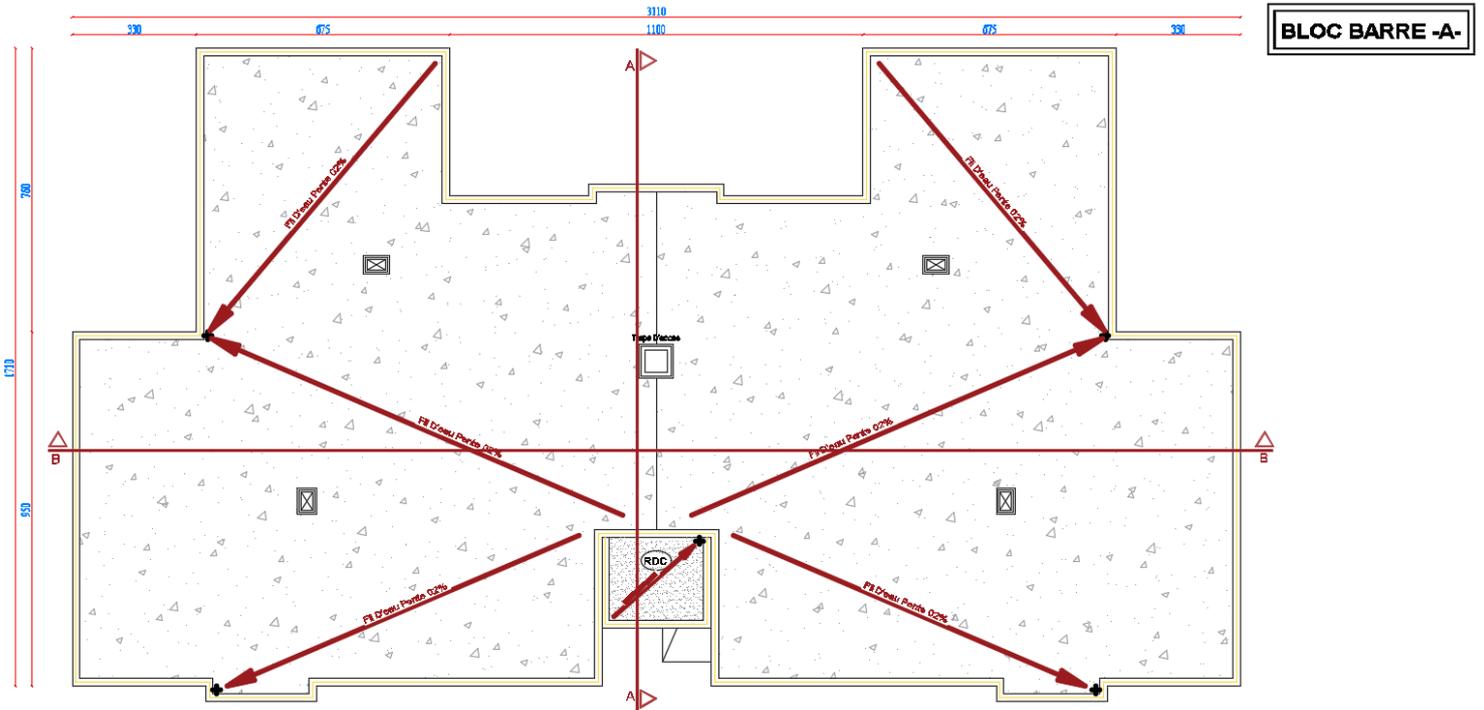


PLAN DU R.D.C

Figure 2D)



PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE



PLAN MASSE

5. Les actions :

5.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des actions accidentelles.

5.2 Valeurs caractéristiques des actions :

Les actions permanentes (G) : Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

Les actions variables (Q) : Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

5.3 combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : ELU : $1.35 * G + 1.5 * Q$
ELS : $G + Q$
- Situations accidentelles : $G + Q \pm E$
 $0.8 + G \pm E$

Suivant RPA

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

5.4 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés sous une combinaison d'action donnée.

6. Description de l'Ouvrage:

6.1. Plancher:

Nous avons choisi pour notre bâtiment des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes:

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet sont peu importantes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- Et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes).
- La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

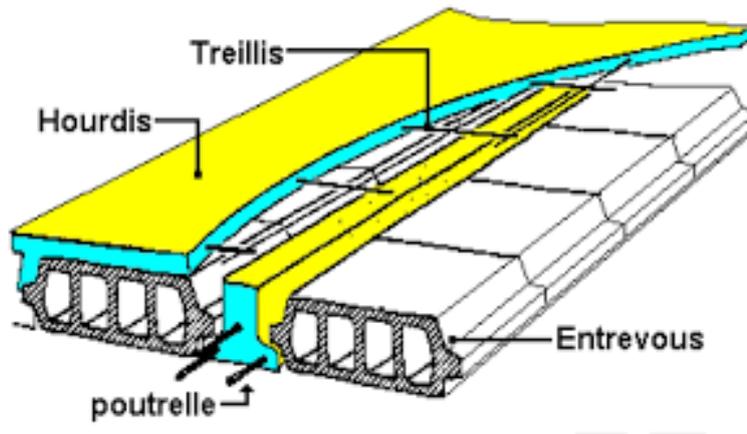


Figure L.01 : Détail d'un plancher en corps creux

6.2. Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs et Les murs de séparation entre les appartements sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

6.3. Escaliers:

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir des escaliers à volée parallèles qui sont composés de deux volées et un palier.

6.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d' hauteur et de 15 cm d'épaisseur.

6.5. Structure de contreventement :

Notre projet rentre dans le cadre de l'application de **RPA99/version 2003**, d'après les conditions de l'article, **3.4.A** pour les structures en béton armé, on ne peut pas choisir un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 mètres en zone II (moyenne sismicité), par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles en béton armé.

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant.

7. Caractéristiques des matériaux :

7.1. Béton :

7.1.1. Composition moyenne du béton :

En l'absence d'une étude détaillée sur la composition du béton, on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « 25 MPa ».

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau I.01 : composition du béton

7.1.2. La résistance caractéristique du béton :

En compression	$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$	C.B.A 93 article [A-2-1-1-1].
	à un âge $j < 28$ jours $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	
En traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ [MPa]}$	C.B.A 93 [A.2.1.1.2].
	$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$	

7.1.3. Coefficient de poisson :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations

7.1.4. Diagrammes déformations –contraintes de béton armé:

Selon C.B.A.93 [A.4.3.4] : On distingue :

- Le diagramme « parabole rectangle » ;
 - Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de sa simplicité d'emploi
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

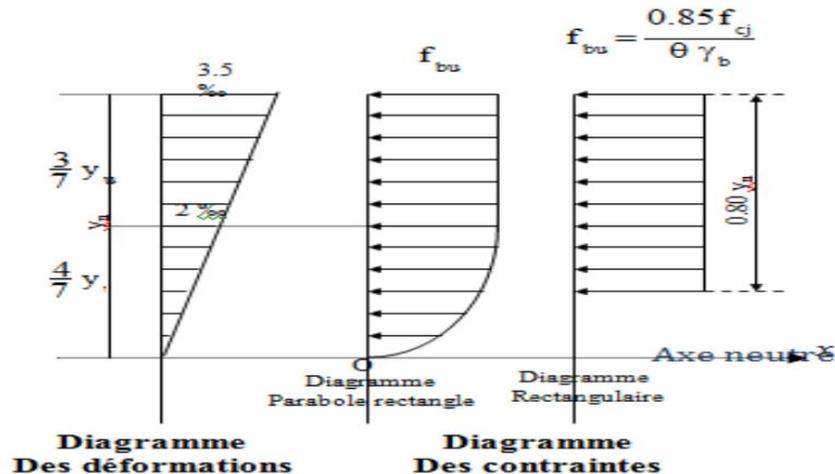


Figure I. 02 : diagramme déformation- contraintes du béton

Notations :

f_c : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5

f : Contrainte de calcul

Le coefficient θ prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges > 24h
- 0.9 Pour $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0.85 Si durée < 1h

7.1.5. Contrainte limite du béton en compression:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$

7.1.6. Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}\right)$$

$\tau_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peut préjudiciable.

$\tau_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

7.2.Acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les dalles de compression des planchers en corps creux.

7.2.1. Contraintes limites:

$$\sigma_s = \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$\sigma_s = 186.96$ [MPa] : pour les barres lisses

$\sigma_s = 347.83$ [MPa] : pour les barres HA

7.2.2. coefficients de sécurité :

$\gamma = 1.15$: pour les combinaisons courantes

$\gamma^s = 1$: pour les combinaisons accidentelles.

7.2.3. diagramme contrainte déformation :

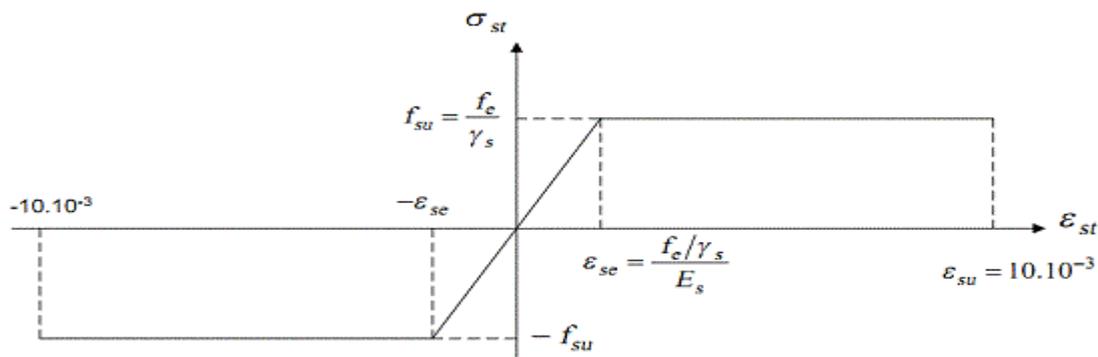


Figure 04 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

8. Hypothèse de calcul:

Dans notre étude les hypothèses de calcul prises en compte sont :

- La Résistance à la compression du béton a 28jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- La Résistance à la traction de béton ; $f_t = 2,1$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{vj} = 10818,865$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{ij} = 32164,195$ Mpa
- Limite élastique de l'acier ; $f_e = 400$ MPa .



Chapitre 02 :
Pré dimensionnement
des éléments et evaluation des
charges

1. Introduction

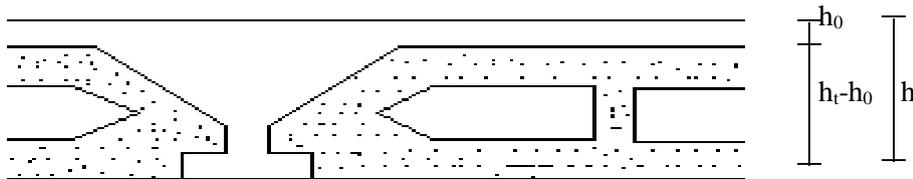
Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments principaux et secondaires de la structure de notre bâtiment conformément au : BAEL91, RPA99,

2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.1 . Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Dans notre structure, nous avons choisi d'utiliser des planchers en corps creux (FigureII.1)



FigureII.1 coupe sur plancher en corps creux corps creux

- h_t : L'épaisseur totale du plancher.
- h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t - h_0$: hauteur de l'élément hourdis.

$$H_t > \frac{L}{22,5}$$

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de poutres secondaires.

Dans notre cas : $L = 4 \text{ m}$ donc $H_t = 0.177\text{m}$

On peut prendre un plancher avec une épaisseur de (16+4)

Avec : 4cm : épaisseur de la table de compression.

16cm : épaisseur du corps creux

2.2 **Pré dimensionnement des poutrelles :**

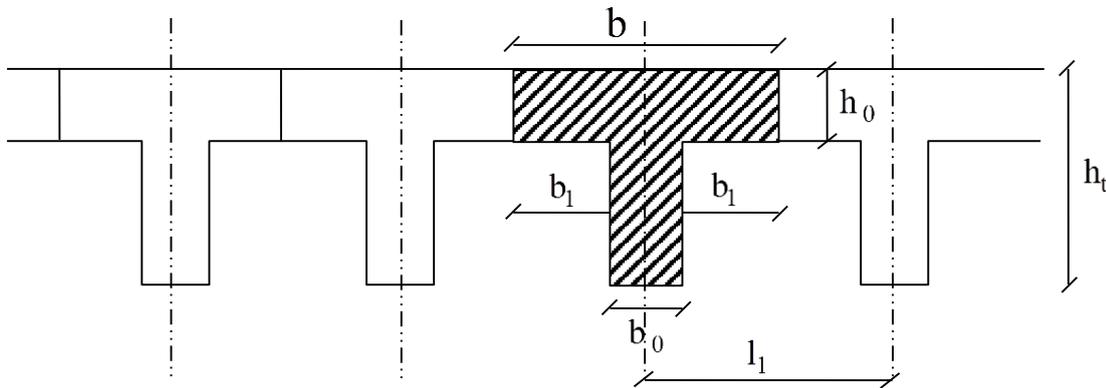


Figure II.2 Schéma des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

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

$$\text{Selon le B.A.E.L 83[1]} \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{cases}$$

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 $L = 400 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{400}{10} = 40.0 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 40 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

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

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figureII 4).

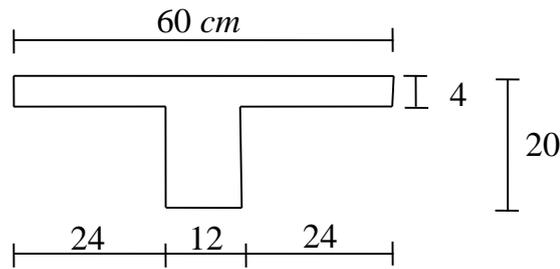


Figure II.3 Dimensions adoptées des poutrelles

2.3. Pré dimensionnement des escaliers :

2.3.1 Définition : Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'embranchement (largeur utile) E ;
- Le giron g ;
- La hauteur de la marche h ;

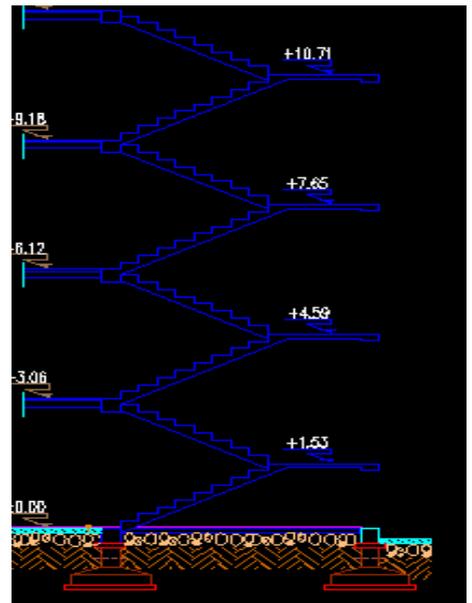
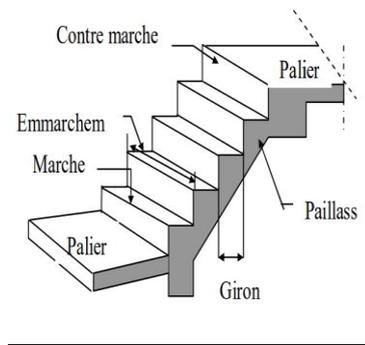


Figure II.4 : Coupes sur escaliers

2.3.2. Relation de Blondel :

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

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

pour : h = 17 cm

En pratique on prend $g+2h = 0.64\text{m}$.

H: Hauteur 'étage

g : Giron

ep: épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée

n: nombre de contre marche

Hauteur de marche

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$.On prend $h = 17 \text{ cm}$

2.3.3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

Hauteur d'étage : $H = 3.06 \text{ m}$.

Hauteur de gravir = 1.53 m .

Choix de la hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$ }

Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \rightarrow n = 18 \text{ marche } (9+9)$$

Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on à ;

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L1} \Rightarrow L1 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin(32.52)} \rightarrow L1 = 2.85$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} < e < \frac{L1}{20}$$

$9.5 \text{ cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm}$, en prend : $e = 14 \text{ cm}$.

2.4 .Pré dimensionnement de l'acrotère :

Section transversale de l'acrotère :

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

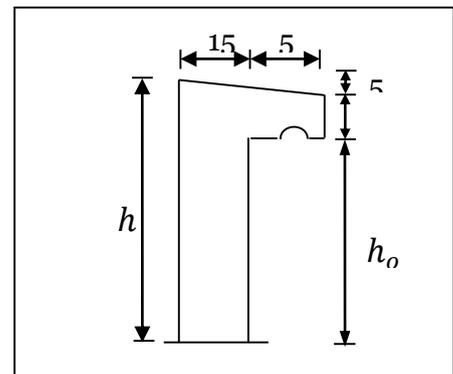
$$S = 0.1 \text{ m}^2$$

- **Poids propre** = $0.1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}$

Revêtement en enduit de ciment :

$$0.02 \times 2000 (0.6 + 0.20 + 0.10 + 0.05 + 0.5) = 58 \text{ kg/m}$$

$$G = 250 + 58 = 308 \text{ kg/m}$$



*Fig. II.5
Coupe sur l'acrotère*

2.5 Pré dimensionnement cloisons extérieur :

La maçonnerie utilisée pour les murs de notre bâtiment est en brique avec 30 % d'ouvertures

- Enduit extérieure ; $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

- Brique creuses : $0.25 \times 1400 = 350 \text{ kg/m}^2$

- Enduit intérieure ; $0.015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$

3. Descente des charges :

3.1 . Charges Permanentes :

3.1.1 Plancher terrasse :

Plancher	P (KN/m ²)
1. Gravillon de Protection (4 cm).	0,96
2. Etanchéité Multicouche (2 cm).	0,12
3. Béton en Forme de Pente (1%).	2,20
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,16
5. Corps Creux (16+4).	2,80
6. Enduit en plâtre	0,27
	G_t = 6,51

Tableau II.1 charge permanente du plancher terrasse

3.1.2. Plancher étage courant :

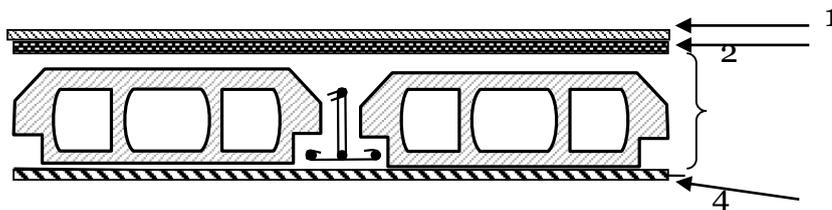


Figure II.6 Détail des constituants du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : charge permanente du plancher étage courant

Plancher	P (KN/m ²)
1. Cloison légère	1,00
2. Carrelage + mortier	1,00
3.. - Dalle à corps creux (ep = 16+4) cm	2,80
4. - Enduit au ciment (ep = 1,5 cm)	0,40
	G_e =5,20

3.2 .Surcharges d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

Dégression des Surcharges d'Exploitation :

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Tableau II.3 Dégression des Surcharges d'Exploitation

		Q (KN/m²)
La Terrasse	Q_0	1,000
7 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 1,9Q_1$	3,850
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 2,7Q_1$	5,050
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 3,4Q_1$	6,100
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7,000
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 4,5Q_1$	7,750
1 ^{er} étage	$Q_0 + 5 Q_1$	8,500
RDC étage	$Q_0 + 5,5Q_1$	9,250
	Q =	9,250

3.3 Evaluations des charges :

Tableau II.4 évaluations des charges

Valeur cumulée des charges et sur charges		Valeur non cumulée des charges et sur charges	
Q(kN/m ²)	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)	G(kN/m ²)
1,00	6,51	1,00	6,51
2,50	11,71	1,50	5,20
3,85	16,91	1,50	5,20
5,05	22,11	1,50	5,20
6,10	27,31	1,50	5,20
7,00	32,51	1,50	5,20
7,75	37,71	1,50	5,20
8,455	42,91	1,50	5,20
9,16	48,11	1,50	5,20

4. Pré dimensionnement des éléments porteurs :

4.1. Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

4.1.1. Pré dimensionnement principales [p.p]

a) Critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h < b \leq 0,8h \end{cases}$$

- Avec :
- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : la portée de la poutre.
- Pour $L = 510 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 33,66 \leq h \leq 51,0 & \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 20 < b \leq 40 & \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

b) Condition du R.P.A 99 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/30) = 1,33 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

4.1.2. Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S] :

a) Critère de rigidité :

Pour $L = 3.90 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} 30,26 \leq h \leq 39.0 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 14 < b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

▪ **b) Condition du R.P.A 99 :**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (b/h) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) = 1,16 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres	Section cm^2
Principales	(40x30)
Secondaires	(35x30)

4.2. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (figure :II.8).

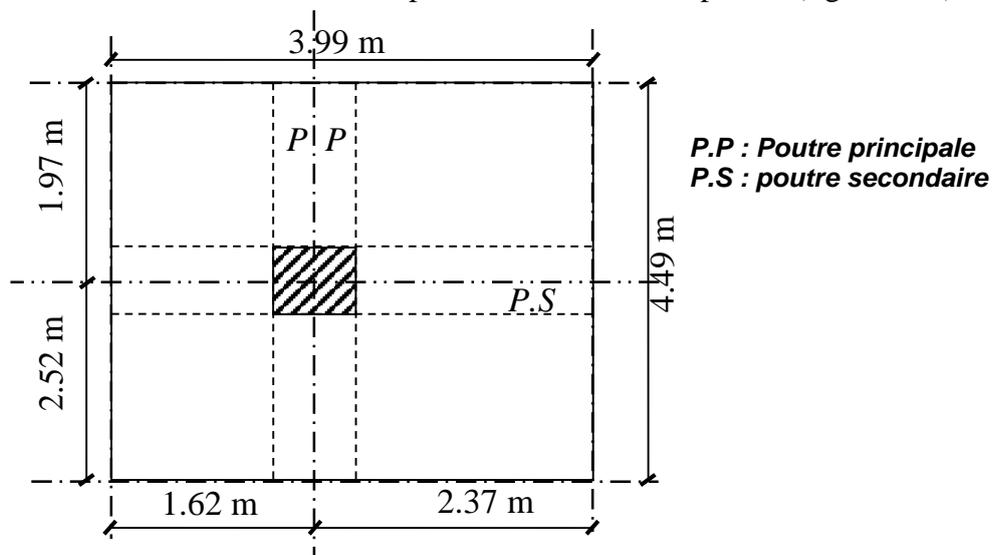


Figure II.7 : section afférente du poteau le plus sollicité

- La section afférente de plancher : $S_{aff(Plancher)} = 17,915m^2$.
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) : $L_{aff(P.P)} = 4,49m$
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{aff(P.S)} = 3,99 m$

4.2.1. Méthode de calcul :

Le prédimensionnement des poteaux doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. Condition de résistance
 - b. Condition de stabilité
 - c. Condition imposée par le RPA99

a. condition de résistance :

On sait que :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots\dots\dots(*)$$

D'après BAEL 91 on prend $\frac{A}{Br} = 1\% = 0.01$ avec

Br : Section réduite du béton ; [$Br = (a-0,02)(b-0,02)m^2$]

θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges

$K = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90jours

σ_{bc} :résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

N_g : Effort normal du aux charges permanentes

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations
 β : coefficient qui dépend de l'élanacement du poteaux.

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

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348MPa : \text{résistance de calcul des aciers à L'ELU}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) / \left[\left(\frac{14,20}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{1}{100} \right) \cdot \left(\frac{348}{1,15} \right) \right]$$

$$\text{Donc } Br \geq 0,64 \times Nu$$

b. condition de stabilité de forme :

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec } i = \sqrt{I/B}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

λ : l'élançement $\frac{L_f}{b_i}$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7 \times L_0.$$

c. conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone IIa : on a

1- $\text{Min}(h_1, b_1) \geq 25 \text{cm}$

2- $\text{Min}(h_1, b_1) = h_e / 20$

3- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

4.2.2. Calcul de la section du poteau :

Exemples de calcul :

➤ Calcul de la section du poteau : (7^{ème} étage)

a) Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

• : (7^{ème} étage) $\rightarrow \begin{cases} G = 6,51 \text{ KN/m}^2. \\ P = 1,00 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{plancher})} = 1.35 G + 1.5 P$

$$\Rightarrow N_{1(\text{plancher})} = 10,2885 \text{ KN/m}^2$$

• $N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40) = 4,05 \text{ KN/ml}$

• $N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,35) = 3,543 \text{ KN/ml}$

$m = 1$ Étages

Donc :

$$P_u = 10.288 \times 17,915 + 4,05 \times 4.49 + 3,543 \times 3,99$$

$$P_u = 216,63 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 222,00 = 249,124 \text{ KN}$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 159,439 \text{ cm}^2$.

Donc on prend : $B = (40 \times 30)$

b) Vérification suivant R.P.99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min (40, 30) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (40, 30) \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right.$$

➤ Calcul de la section du poteau : (6^{ème} étage)

a) Effort normal ultime P_u :

$$P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_2 \text{ poteau}(7^{\text{EME}} \text{ étage}) \times L_p$$

$$6^{\text{ème}} \text{étage} \rightarrow \begin{cases} G = 11,71 \text{ KN/m}^2. \\ P = 2,50 \text{ KN/m}^2. \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1.35 G + 1.5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 19,5585 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet N_{2(P.P)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40)2 = 8,1 \text{ KN/m.l}$$

$$\bullet N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,35)2 = 7,08 \text{ KN/m.l}$$

$m = 2$ Étages

$$\bullet N_{\text{POTEAU}} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40)2 \cdot 86 = 11,583 \text{ KN/m.l}$$

Donc :

$$P_u = 19,55 \times 17,915 + 8,1 \times 4,49 + 7,08 \times 3,99 + 11.58$$

$$P_u = 426.436 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 426,436 = 490,401 \text{ KN}$$

On sait bien que : $B_r \geq 0,64 N_u \Rightarrow B_r \geq 313,856 \text{ cm}^2$.

Donc on prend : $B = (40 \times 30)$

b) Vérification suivant R.P.99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min (40, 30) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (40, 30) \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right.$$

	P (kg)	G (kg)	Poutre Nu	Secondai Poutre Nu	kg plancher Nu	ρ_u (kg)	$N_u = 1,15 \rho_u$ (kg)	$B_r = 0,0064 \cdot N_u$ (cm²)	$h_1 * b_1$
7^{ieme} étage	100	651	472,50	413,43	1028,85	22200,00	25530,00	163,39	40*30
6^{ieme} étage	250	1171	945,00	826,87	1955,85	43743,74	50305,30	321,95	40*30
5^{ieme} étage	385	1691	1417,50	1240,31	2860,35	63711,60	73268,34	468,91	40*30
4^{eme} étage	505	2211	1890,00	1653,74	3742,35	83662,57	96211,95	615,75	40*30
3^{ieme} étage	610	2731	2362,50	2067,18	4601,85	102816,3 5	118238,80	756,72	40*30
2^{ieme} étage	700	3251	2835,00	2480,62	5438,85	121582,2 2	139819,55	894,84	40*30
1^{er} étage	775	3737	3307,50	2894,05	6252,50	140343,4 5	161394,96	1032,92	40*30
RDC	846	4291	3780,00	3307,49	7060,35	158569,9 6	182355,45	1167,07	40*30

Tableau II.6 Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages

Niveau	$(a,b)cm^2$	$l_0(m)$	$b(m)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	λ	$\lambda \leq 35$
RDC	(40,30)	3,06	0,40	2,142	18,52	C.V
Etage 1,2,3,4,5,6,7	(40*30)	3,06	0,40	2,142	18,52	C.V

Tableau II.7 Tableau de vérification des poteaux au flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0,7 \times L_0.$$

4.3 Pré dimensionnement des voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$$L \geq 4a$$

a : épaisseur du voile



L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a \geq h_e / 20$$

RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

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

Etage courant :

$$a \geq \frac{h_e}{20} a \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

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

Chapitre 03 :
Etude des planchers

1. Introduction

1.1. Définition :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction ; leurs rôles essentiels sont :

- Plateforme porteuse pour l'étage considéré (résistance aux charges permanentes et sous charges mobiles, (circulation possible entre étage assurée par l'escalier et /ou ascenseur)
- Toit pour l'étage sous-jacent : support des plafonds .
- Ecran permettant le confort de l'habitant (acoustique et thermique)
- Élément de stabilité : par chaînage.

Dans notre projet, nous avons utilisé un seul type de planchers : plancher en corps creux pour Les étages, avec un plancher terrasse comportant un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

1.2 .Les Facteurs Généraux de Choix de Type de Plancher

- La flèche.
- L'équipement de l'entreprise.
- La nature d'exploitation.

Dans notre projet, nous avons utilisés un plancher corps creux qui est composé :

- Eléments creux (hourdis) en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur (4cm généralement), en béton armé ferrailée avec un quadrillage de treillis soudé (FeE240).
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliée par des étriers.

2. Etude des planchers :

2.1.1 Étude de la dalle de compression

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

La section minimale des armatures doit être :

Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

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

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,15 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Donc on adoptera un treillis soudé de : $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

2.1.2. Étude des poutrelles :

a. Dimensions :

Comme on a vu dans le chapitre précédent, les dimensions de poutrelle sont :

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

$$h_0 = 4 \text{ cm};$$

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

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

$$b_1 = 24 \text{ cm}.$$

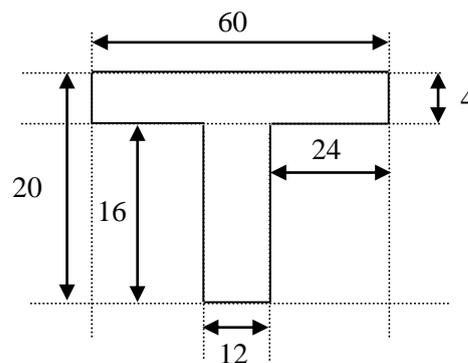


Figure.III.1 Schéma de poutrelle type 1

b. Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

1. Terrasse :

$$\text{E.L.U: } (1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 6510 + 1,5 \times 1000) \times 0,60 = 6173,10 \text{ N/ml}.$$

$$\text{E.L.S: } (G + P) \times 0,6 = (6510 + 1000) \times 0,6 = 4506 \text{ N/ml}.$$

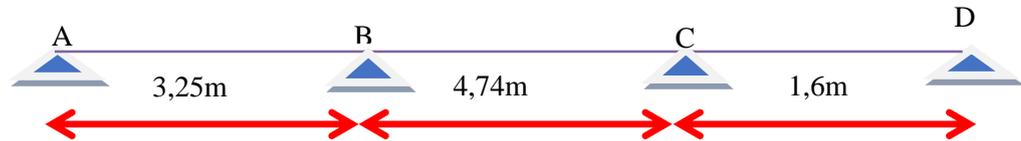
2. Étage courant :

✚ E.L.U: $(1,35G + 1,5P) \times 0,60 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,60 = 5562 \text{ N/ml}$.

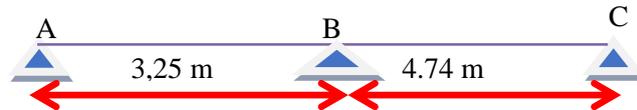
✚ E.L.S: $(G + P) \times 0,6 = (5200 + 1500) \times 0,6 = 4020 \text{ N/ml}$.

c. Type des poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

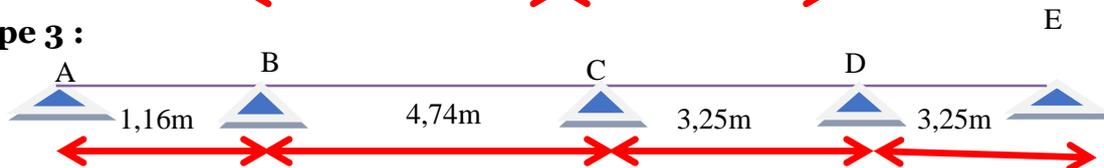


Figure.III.2 schéma statique des poutrelles.

3. Méthode de calcul

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

1. La charge d'exploitation modérée : $P \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. L'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. Le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. La fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc nous allons appliquer la méthode de CAQUOT pour les planchers de tous les niveaux.

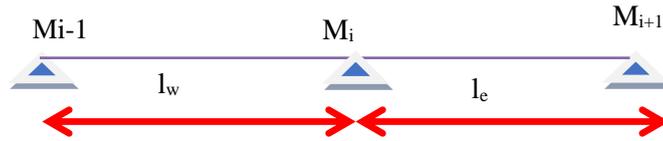
3.1 la méthode de Caquot

$$M_{ap} = K \left\{ \frac{G_w \times l_w'^3 + G_e \times l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} + \frac{P_w l_e'^3 + P_e l_w'^3}{8,5(l_e' + l_w')} \right\}$$

Avec $K = \frac{2}{3} = 0,6666$

$l' = 1$ (pour les travées de rives)

$l' = 0,81$ (pour les travées de intermédiaire)



$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

3.2 Calcul des sollicitations (E.L.U)

a. Type 1 :

a.1 Plancher étage : Calcul des charges par mètre linéaire

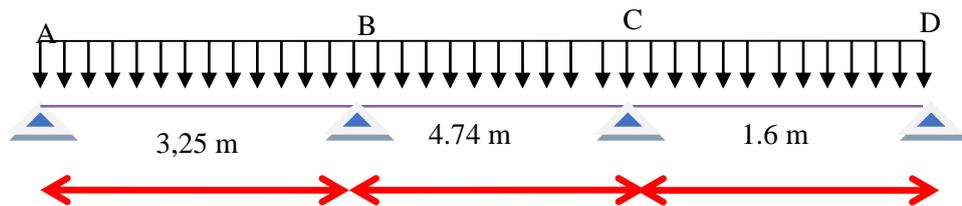
$$G = 5,20 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q = 5,562 \text{ KN/ml} \quad \text{à E.L.U.R}$$

$$q = 5,562 \text{ KN/ml}$$



Partie AB :

$$M_{oAB} = ql^2/8 = 7,34 \text{ KN.m}$$

- Partie BC :

$$M_{oBC} = ql^2/8 = 15,62 \text{ KN.m}$$

- Partie CD :

$$M_{oCD} = ql^2/8 = 1,77 \text{ KN.m}$$

- les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aapp} = 0 \quad M_{Bapp} = 0,66 \left(\frac{5,56 \times (3,25)^3 + 5,56 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} + \frac{1,5 \times (3,25)^3 + 1,5 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} \right)$$

$$= 6,63 \text{ KN.m} \quad M_{Capp} = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 0$$

- les moments en travée :**

$$X = \frac{3,25}{2} + \left(\frac{6,64}{5,562 \times 3,25} \right) = 1,99\text{m}$$

$$M_t = 11,03\text{KNm}$$

$$X = 2,33\text{m}$$

$$M_t = 15,16\text{KNm}$$

$$X = 0,15\text{m}$$

$$M_t = 0,06\text{KNm}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- L'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{et} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec $T_0 = \frac{q.l}{2}$

- Travée AB : $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 6,99\text{KN}$

$$T_e = -11,07\text{KN}$$

- Travée BC : $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 13,37\text{KN}$

$$T_e = -12,98\text{KN}$$

- Travée CD : $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 8,02\text{KN}$

$$T_e = -0,87\text{KN}$$

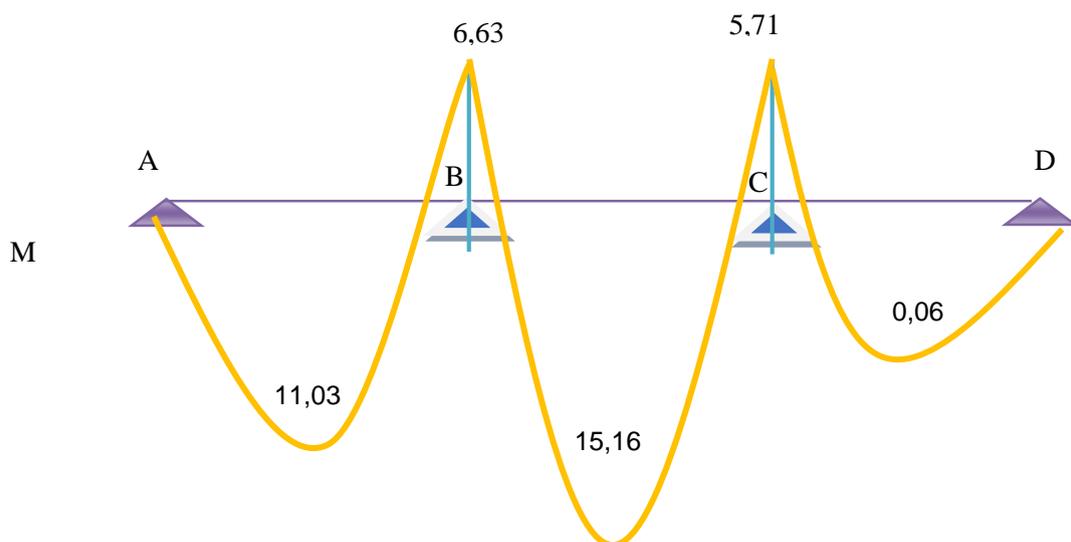


Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

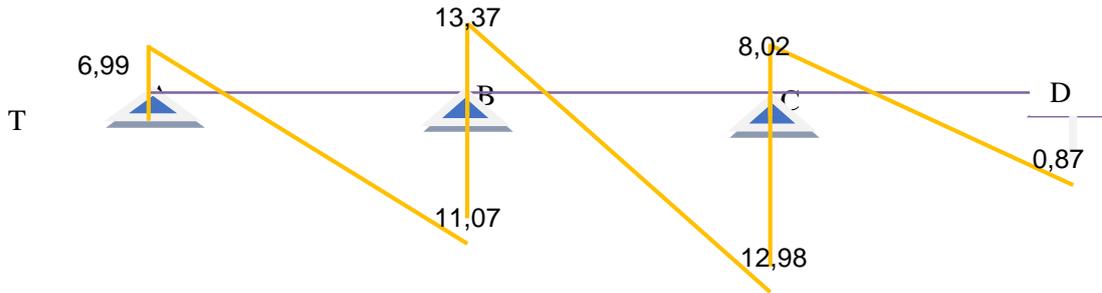


Figure III.4 Diagramme des efforts tranchants

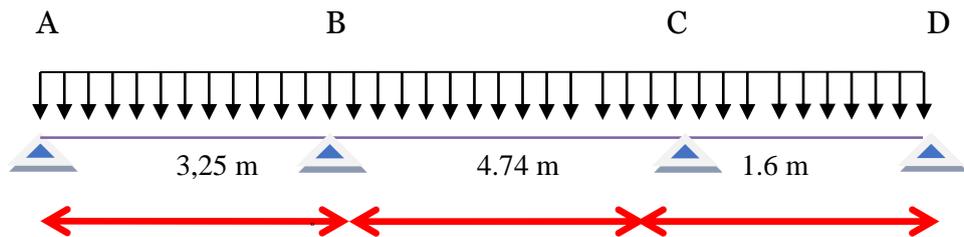
a.2 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$G = 6,51 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

à E.L.U.R : $q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$

$q = 6,173 \text{ KN/ml}$



- **Partie AB :**

$M_{0AB} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$

- **Partie BC :**

$M_{0BC} = ql^2/8 = 17,33 \text{ KN.m}$

- **Partie CD :**

$M_{0CD} = ql^2/8 = 1,97 \text{ KN.m}$

✚ les moments sur appuis sont :

$M_{Aap} = 0$

$M_{Bap} = 0,66 \left(\frac{6,17 \times (3,25)^3 + 6,17 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} + \frac{1,00 \times (3,25)^3 + 1,00 \times (3,79)^3}{8,5(3,25 + 3,79)} \right) = 7,43 \text{ KNm}$

$M_{capp} = 6,40 \text{ KN.m}$

$M_{dapp} = 0$

✚ les moments en travée :

$$X = \frac{3,25}{2} + \left(\frac{7,43}{6,173 \times 3,25} \right) = 1,99\text{m}$$

$$M_t = 12,29\text{KNm}$$

$$X = 2,33\text{m}$$

$$M_t = 16,82\text{KNm}$$

$$X = 0,15\text{m}$$

$$M_t = 0,07\text{KNm}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{et} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$\text{Avec : } T_0 = \frac{q \cdot l}{2}$$

- Travée AB : $T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 7,74\text{KN}$

$$T_e = -12,31\text{KN}$$

- Travée BC : $T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 14,84\text{KN}$

$$T_e = -14,41\text{KN}$$

- Travée CD : $T_w = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 8,94\text{KN}$

- $T_e = -0,93\text{KN}$

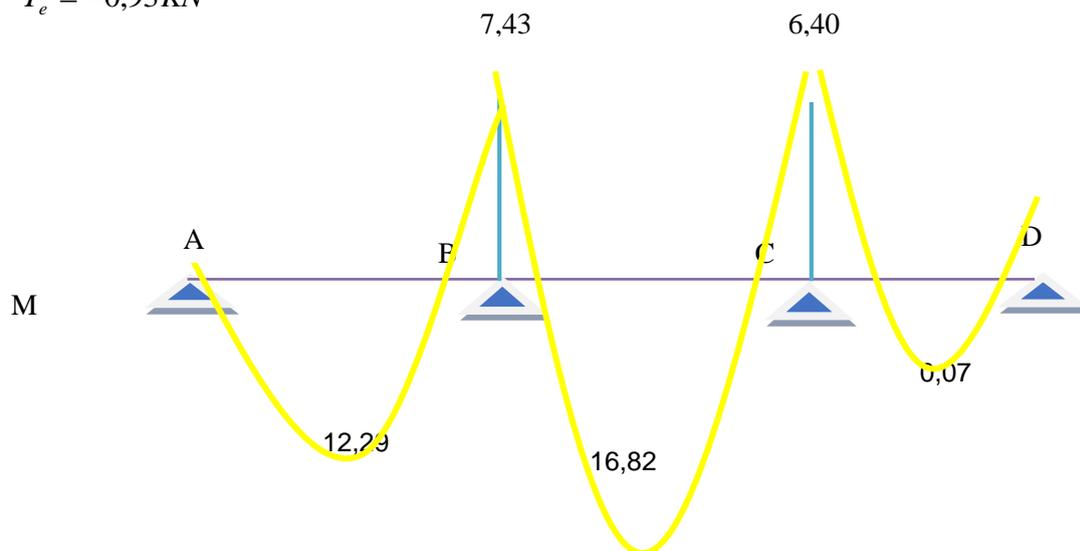


Figure III.5 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

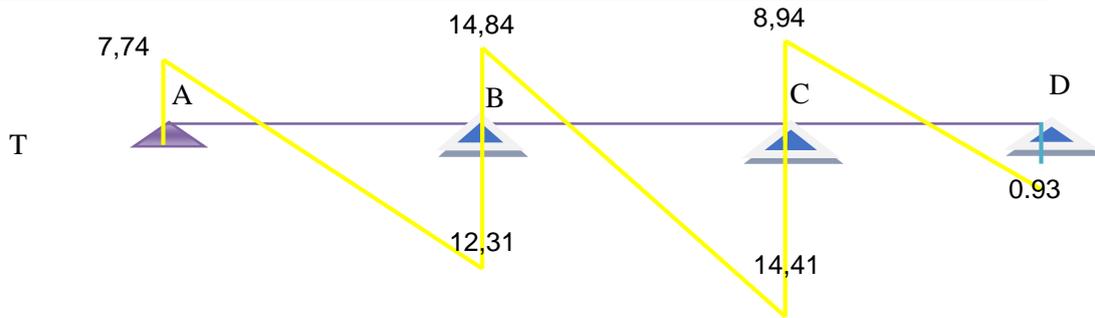


Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants

b. Type 2 :

b.1) Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$G = 6.51 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

à E.L.U.R : $q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$

$q = 6,173 \text{ KN/ml}$

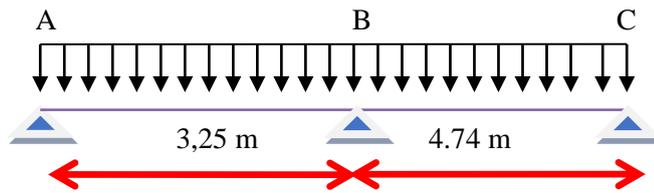


Figure III.7 schéma statique des poutrelles type 2.

• **Partie AB :**

$M_{0AB} = ql^2/8 = 8.15 \text{ KN.m}$

• **Partie BC :**

$M_{0BC} = ql^2/8 = 17,33 \text{ KN.m}$

✚ **les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aap} = 0 \quad M_{Bap} = 0,66 \left\{ \frac{6,17 \times (3,25)^3 + 6,17 \times (4,74)^3}{8,5(3,25 + 4,74)} + \frac{1,00 \times (3,25)^3 + 1,00 \times (4,74)^3}{8,5(3,25 + 4,74)} \right\} = 10,38 \text{ KNm} \quad M_{Capp} = 0$$

✚ **les moments en travée :**

$$X = \frac{3,25}{2} + \left(\frac{10,38}{6,173 \times 3,25} \right) = 2,14 \text{ m}$$

$M_t = 14,16 \text{ KNm}$

$X = 2,01 \text{ m}$

$M_t = 12,53 \text{ KNm}$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{et} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec : $T_0 = \frac{q.l}{2}$

- **Travée AB :** $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 6,83KN$

$$T_e = -13,22KN$$

- **Travée BC :** $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 16,82KN$

$$T_e = -12,44KN$$

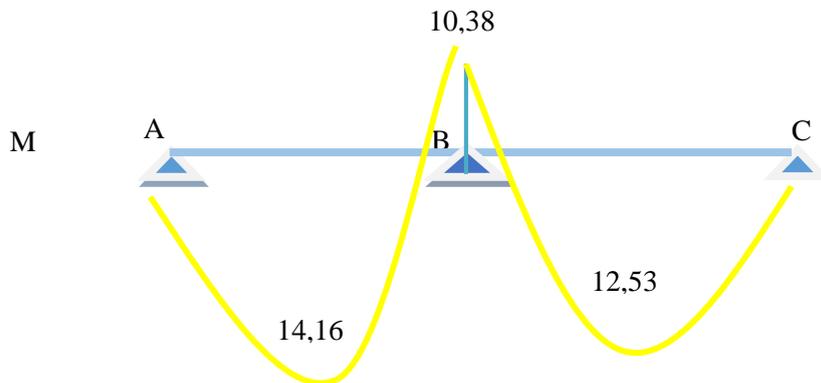


Figure III.8 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

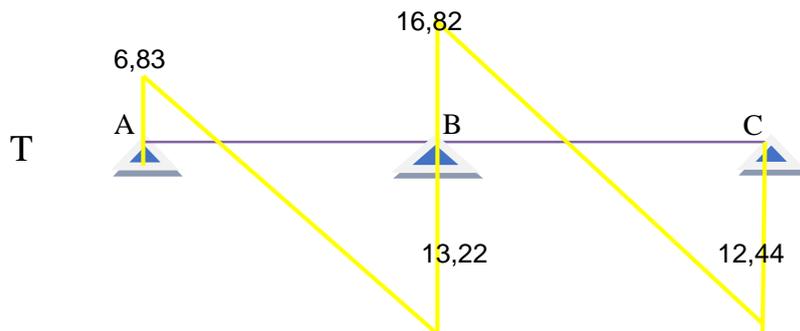


Figure III.9 Diagramme des efforts tranchants

c. Type 3 :

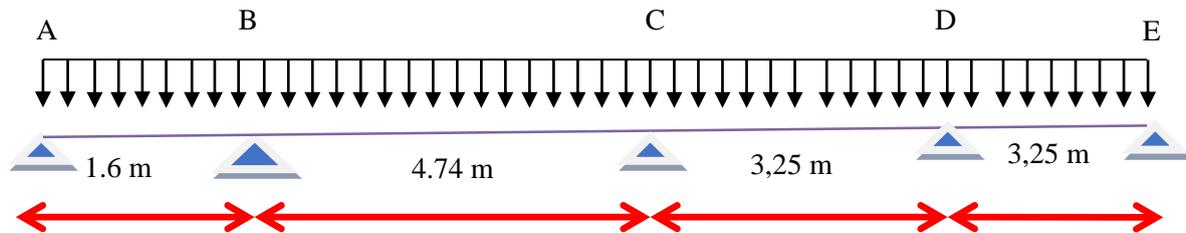
c.1 Plancher terrasse Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6.51 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{à E.L.U.R : } q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,6$$

$$q = 6,173 \text{ KN/ml}$$



- **Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 1,97 \text{ KN.m}$$

- **Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 17,33 \text{ KN.m}$$

- **Partie CD :**

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$$

- **Partie DE :**

$$M_{0DE} = ql^2/8 = 8,15 \text{ KN.m}$$

✚ les moments sur appuis sont :

$$M_{Aapp} = 0$$

$$M_{Bapp} = 0,66 \left(\frac{6,17 \times (1,6)^3 + 6,17 \times (3,79)^3}{8,5(1,6 + 3,79)} + \frac{1,00 \times (1,6)^3 + 1,00 \times (3,79)^3}{8,5(1,6 + 3,79)} \right) = 6,40 \text{ KNm}$$

$$M_{Capp} = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dapp} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{Eapp} = 0$$

✚ les moments en travée :

$$X = \frac{1,6}{2} + \left(\frac{6,40}{6,173 \times 1,6} \right) = 1,44 \text{ m} \quad M_t = 6,47 \text{ KNm} \quad \text{pour : } X = 2,37 \text{ m}$$

$$X = 1,55 \text{ m}$$

$$M_t = 7,45 \text{ KNm}$$

$$X = 1,36 \text{ m}$$

$$M_t = 5,74 \text{ KNm}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant T :

- l'effort tranchant est donnée par :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{et} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec $T_0 = \frac{ql}{2}$

- **Travée AB :** $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4} = 0,93KN$

$$T_e = -8,94KN$$

- **Travée BC :** $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,05} = 14,57KN$

$$T_e = -14,68KN$$

- **Travée CD :** $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 10,46KN$

$$T_e = -9,59KN$$

- **Travée DE :** $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3,28} = 11,63KN$

$$T_e = -8,42KN$$

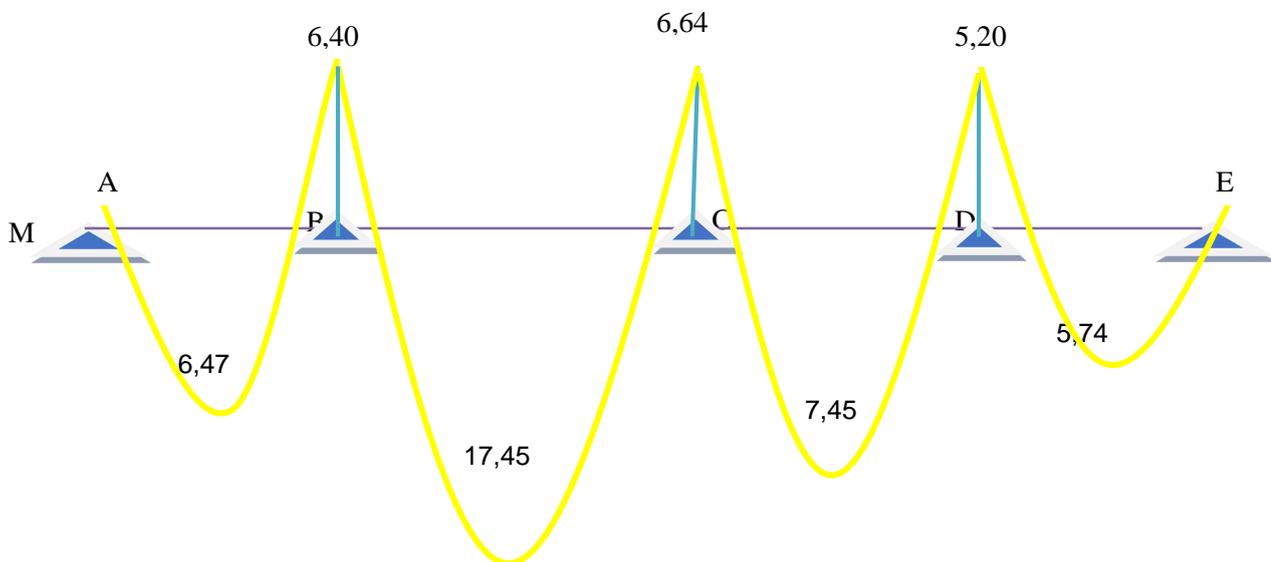


Figure III.10 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

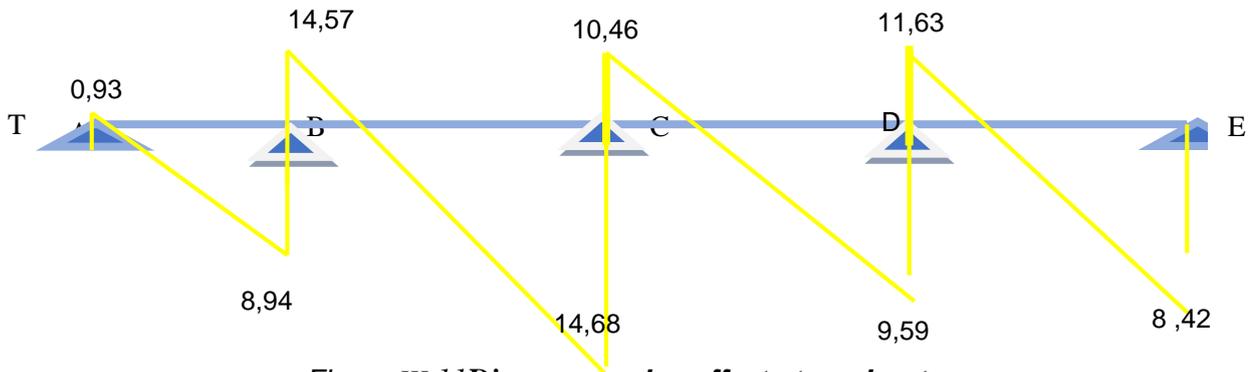


Figure III.11 Diagramme des efforts tranchants

3.4 Calcul du ferrailage :

3.4.1 E.L.U :

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
6 ^e Etage courante	1	15,16	10,83	6,63	6,63	13,37	9,72
	2	12,70	10,94	9,26	9,26	15,13	11,48
	3	15,72	11,39	5,92	5,92	13,13	9,48
Terrasse	1	16,82	12,14	7,43	7,43	14,84	10,89
	2	14,16	12,27	10,38	10,38	16,82	13,58
	3	17,45	12,77	6,64	6,64	14,57	10,62

Tableau III.1 récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

✚ En travée :

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

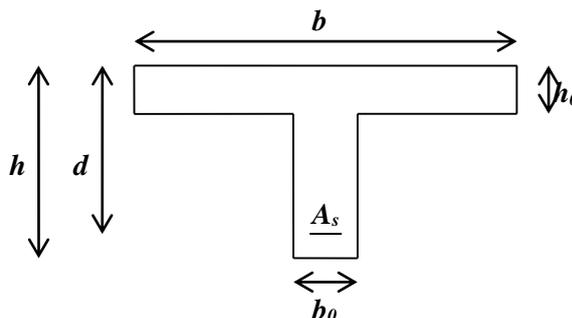


Figure III.12 Dimensions des poutrelles

$$\text{Avec ; } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e E400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa. ; } b = 60 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 54528 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 17450 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17450}{60 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,063 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0816$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,967$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17450}{0,967 \times 18 \times 348} = 2,88 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 3T12} \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

✚ **En appui :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10380}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,188 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,904$$

$$\beta = 0,904$$

$$A = \frac{10380}{0,904 \cdot 18 \cdot 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 1,83 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 \longrightarrow $A = 2,26 \text{ cm}^2$

3.4.2 Vérification à E.L.S

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{17450}{12770} = 1,36$$

$$\alpha = 0,0816 < \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0816 < 0,43 \rightarrow \text{c.v}$$

✚ **En appui :**

$$\gamma = \frac{10380}{10380} = 1$$

$$\alpha = 0,24 < 0,25 \rightarrow c.v$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

3.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16820}{120 \times 180} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow c.v$$

3.4.4 Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,571 ; 1,2 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE215

$$\text{Choix : } 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

3.4.5 Ancrage des barres :

3.4.5.1 Contrainte d'adhérence limite :

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \nu^2 \cdot f_{fj}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \dots \dots \dots RL \\ 1,5 \dots \dots \dots HA \end{array} \right.$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 1,8 = 2,43 MPa.$$

3.4.5.2 Longueur de scellement droit :

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_s = \phi \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 1 \cdot \frac{400}{4 \cdot 2,43} = 41,15 cm$$

3.4.6 Ancrage des armatures :

3.4.6.1 Rayon de courbe minimal :

$r = 5,5\phi$ Pour la barre a haute adhérence feE400

$$L_1 = 35 - \frac{\phi}{2} - c - r$$

$$L_1 = 35 - 0,5 - 3 - 5,5 = 26 cm.$$

$$\Rightarrow L_1 + 2,56L_3 > L_s - 3,92 \cdot 5,5$$

$$\Rightarrow L_3 = \frac{41,15 - 3,82 \cdot 5,5 - 26}{2,56} = 2,28$$

On prend :

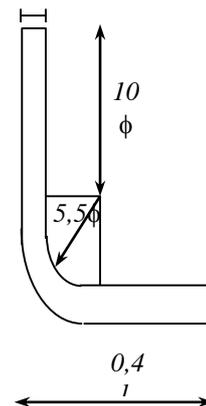


Figure III.13 Schéma de l'ancrage courbe

3.4.7 Calcul de l'espacement des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 MPa \cdot$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66 cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (16,2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{At \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((16,2); (25,53), (66))$$

On prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

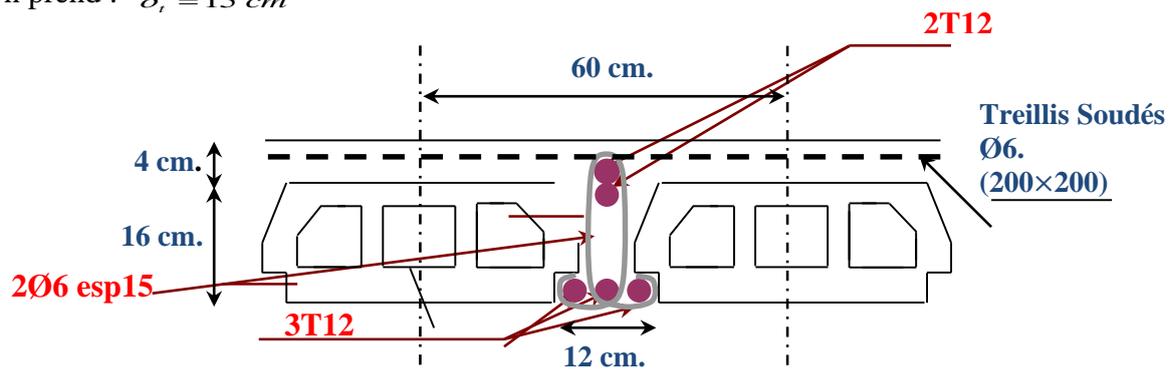


Figure III.14 ferrailage de poutrelle

3.5 Vérification de la flèche

3.5.1 introduction

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{a \text{ service}}}$

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

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

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t \text{ service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{aservice}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

3.5.2 Vérification des conditions :

a. $\frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$

b. $\frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{12,77}{10,38} = 0,123 \rightarrow C.N.V$

c. $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow CN..V$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

On a :
$$\begin{cases} G = 520 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 520 + 150 = 670 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 520 - 75 = 445 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b = 0,60 \text{ m}$
$$\begin{cases} G = 5200 \times 0,60 = 3120 \text{ N/ml} \\ P = 6700 \times 0,60 = 4020 \text{ N/ml} \\ J = 4450 \times 0,60 = 2670 \text{ N/ml} \end{cases}$$

3.5.3 Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3120 \times (4,74)^2}{8} = 6221,27 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{4020 \times (4,74)^2}{8} = 8015,87 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{2670 \times (4,74)^2}{8} = 5323,97 \text{ N.m.} \end{cases}$$

✚ Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✚ Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 3}{(60 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,84$$

✚ Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,84)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (12,84 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,84)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,84)^2$$

$$I_g = 45018,20 \text{ cm}^4$$

✚ Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,5 \longrightarrow \beta_1 = 0,837$

3.5.4 Calcul des contraintes suivant les sollicitations

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6221,27}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 121,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8015,87}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 156,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5323,97}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 104,24 \text{ MPa}$$

Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 121,80 + 2,1} \right] = 0,390$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 156,94 + 2,1} \right] = 0,319$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,015 \times 104,24 + 2,1} \right] = 0,439$$

3.5.5 Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,015} = 2,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \times 0,015} = 1,07$$

$$I_{f_i}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,390)} = 24166,71 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 1,07 \times 0,390)} = 34939,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,319)} = 26650,74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 45018,20}{(1 + 2,69 \times 0,439)} = 22706,12 \text{ cm}^4$$

3.5.6 Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{6221,27 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 24166,71} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{6221,27 \times (474)^2}{10 \times 10818,86 \times 34939,68} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{5323,97 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 22706,12} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{8015,87 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 26650,74} = 0,21 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,36 - 0,16) + (0,21 - 0,17)$$

$$\Delta f_t = 0,24 \text{ cm}$$

La flèche admissible

Pour $L = 474 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{474}{500} = 0,948 \text{ cm}$

Donc $\Delta f_t = 0,24 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,948 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifier



Chapitre 04 :
Etude des élément non
structuraux

1. Les escaliers :

1.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier.

Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

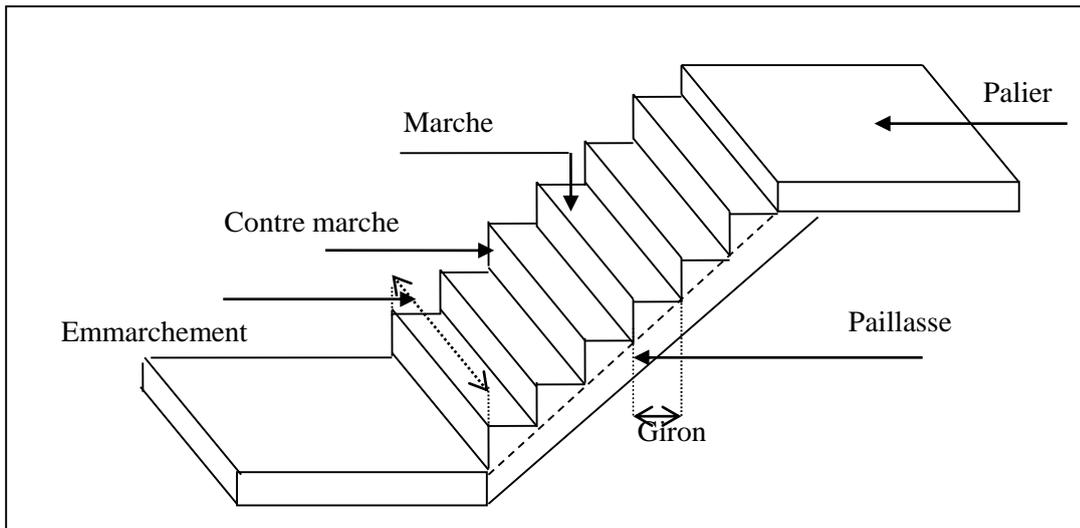
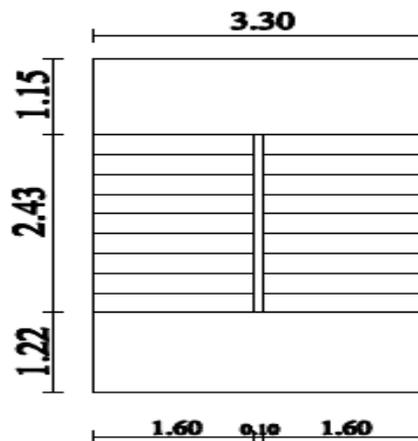


Figure IV-1 : schéma d'un escalier



Vue en plan des escaliers

1.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

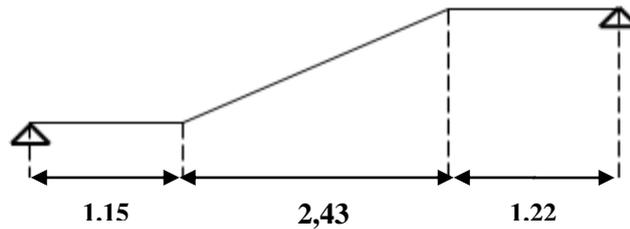


Schéma statique

1.2.1 Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche,

H : hauteur d'un demi étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total du volée.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}, \text{ on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

$$D'autre part : (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{243}{8}$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,540$$

1.2.2 Epaisseur de la paillasse et de palier

a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{243}{\cos \alpha} = 2,79 \text{ cm.}$$

$$9,31 \leq ep \leq 13,96 \text{ on prend } ep = 15.$$

b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm} \text{ on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte } e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm.}$$

1.2.3 Évaluation de charges :

a. Volée :

désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre $ep / \cos \alpha$	0,02	10,00	0,23

Tableau IV.1 Descente de charge (volée)

-charge permanente : $G=7,61 \text{ KN/m}^2$.

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

$q_{\text{vol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 14,02 \text{ KN/ml}$.

$q_{\text{servol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10,11 \text{ KN/ml}$.

a. Palier

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
nduit de plâtre	0,02	10,00	0,2

Tableau IV.2 Descente de charge (palier)

-charge permanente : $G=4,86 \text{ KN/m}^2$.

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

$q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 \text{ m} = 10,31 \text{ KN/ml}$.

$q_{\text{serpal}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 7.36 \text{ KM/ml}$.

IV.1.2.4 Détermination des sollicitations

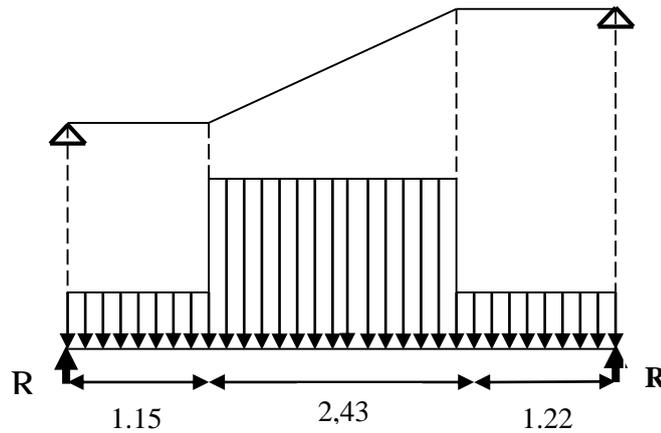


Figure IV.2 Schéma statique de l'escalier

E.L.U :

Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,43) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 58.50\text{KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,43 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,80$$

$$\Rightarrow R_A = 29.31\text{KN}$$

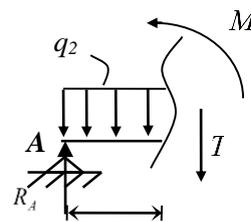
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,43 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,80$$

$$\Rightarrow R_B = 29.18\text{KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

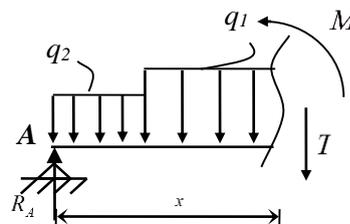
- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $1.15 \leq x \leq 3.58$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,15q_2 - q_1(x - 1,15) \\ M(x) = R_A x - 1,15 \left(x - \frac{1,15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

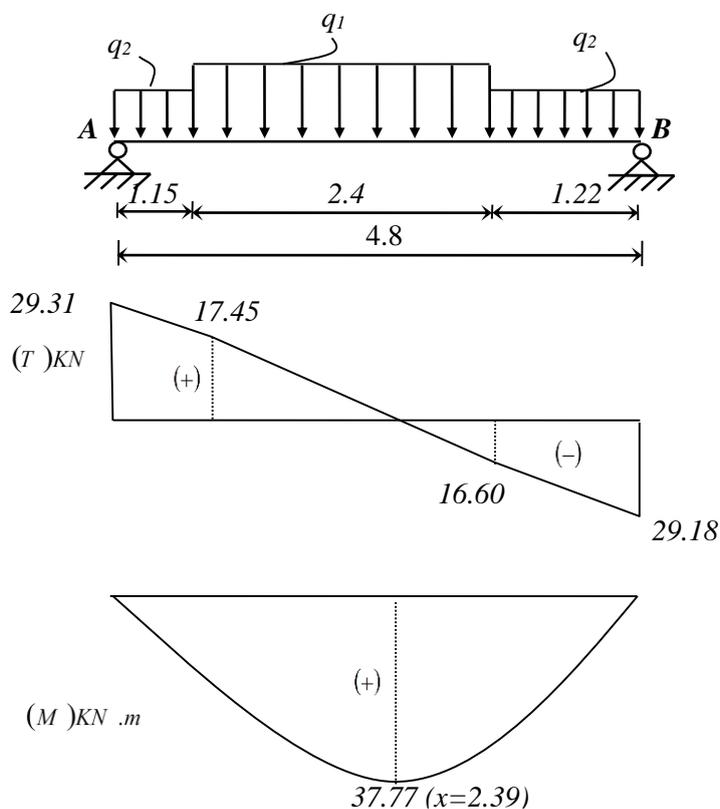
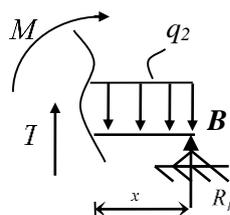


Fig IV-3 Diagrammes des sollicitations

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	29.31	29.31	0	29.31	37.77	11.33	30.21
1.15	-	17.45	26.88				
2.39	-	0	37.77				
3.58	-	-16.60	27.92				
4.8	29.18	-29.18	0				

Tableau IV.3 Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

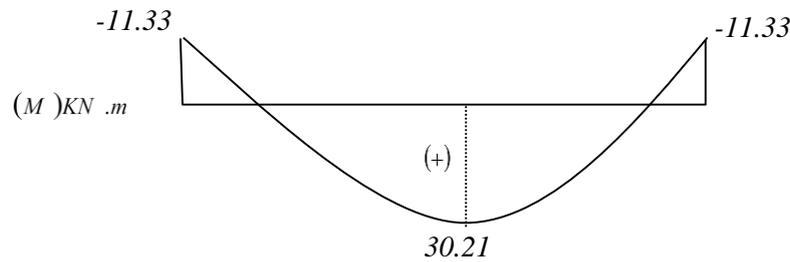


Fig IV. 4 Diagramme des moments retenus

a. E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,43) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 42.01 \text{KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,43 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,8$$

$$\Rightarrow R_A = 21.05 \text{KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,43 \left(\frac{(2,43)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,43 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,8$$

$$\Rightarrow R_B = 20.95 \text{KN}$$

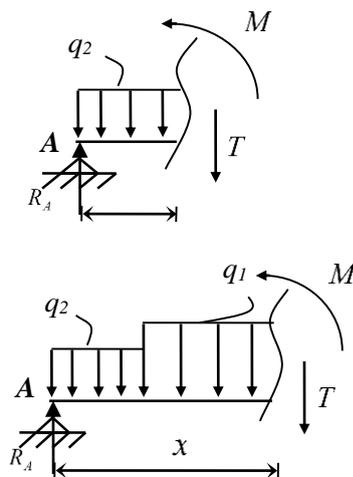
Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1.15 \leq x \leq 3.58$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15 q_2 - q_1 (x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

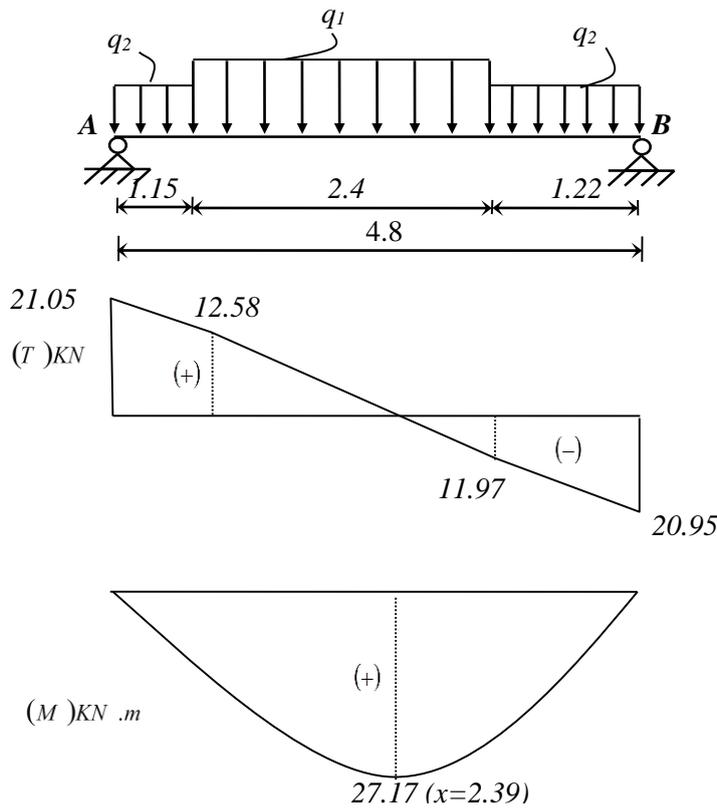
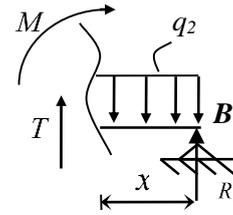


Fig IV-5 Diagrammes des sollicitations

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
0	21.05	21.05	0	21.05	27.17	8.15	21.73
1.15	-	12.58	19.34				
2.39	-	0	27.17				
3.58	-	-21.62	20.08				
4.8	20.95	-20.95	0				

Tableau IV.4 Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

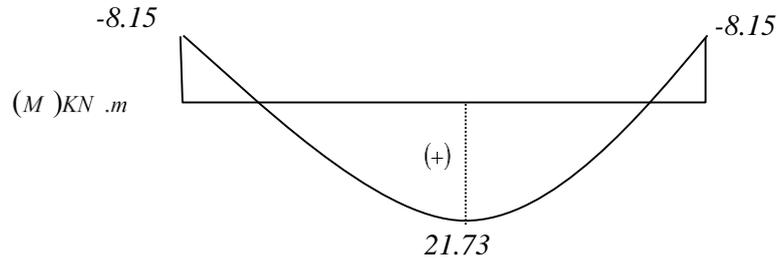


Fig IV-6 Diagramme des moments retenus

Conclusion :

(E.L.U) :

Mt max= 30,21 kn.m

Ma max= 11,33kn.m

Tmax = 29,31 kn

(E.L.S) :

Mt max= 21,73 kn.m

Ma max= 8,15kn.m

Tmax = 21,05 kn

1.2.5 calcul de ferrailage

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = \frac{30,21 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30210}{0,93 \times 13,5 \times 348} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 6,91 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14 esp 20.

$$\mathbf{T14} \rightarrow \mathbf{e = 20cm} \leq \min [3h ; 33cm] = \min [45 ; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T10 → Ar = 3.93 cm²/ml

T10 → e = 20cm ≤ min [4h ; 45cm] / 2 = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{11,33 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}(A_{cal} ; A_{min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10.

T10 → e = 20cm.

b. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{30,21}{21,73} = 1,39$$

$$\alpha = 0,154 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,051 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.



• vérification les efforts tranchants

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 29,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Remarque :** Les marches ferrailent constructivement avec T10 et $\phi 8$.

1.2.6. Étude de la poutre palière :

1. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

2. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : $\min (h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots c$

3. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$
 Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 21.52 \text{ KN/m}$.
 $RBS = 15.44 \text{ KN/m}$.
 $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
 On a: $q_u = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 2,5 + 21.52 = 27.79 \text{ KN/m}$
 $q_{ser} = 1.87 + 2,5 + 15.44 = 19.87 \text{ KN/m}$

4. Calcul des sollicitations :

a. E.L.U :

$$M_o = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 37.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_o = 30.25 \text{ KN.m}$$



$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 11,34 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = ql/2 = (27,79 \times 3,3) / 2 = 45,85 \text{ KN}$$

b.E.L.S

$$M_o = \frac{qus.l^2}{8} = 27,04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_o = 21,63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 8,11 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_{us}l / 2 = (19,87 \times 3,3) / 2 = 32,78 \text{ KN}$$

1.2.7.Calcul du ferrailage :

a. E.L.U :

a.1 En travée

$$A = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{32,78} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,7 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14

a.2 En appui :

$$A = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{8,11} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T14

b. E.L.S :

Fissuration peu nuisible Section rectangulaire Flexion simple FE400	}	$Si \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$
--	---	--

b.1 En travée :

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,15 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b.2 En appui :

$$\alpha = 0,05 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.



• **Vérification l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 45,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8 $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases} .$$

1.3 Schémas de ferrailage

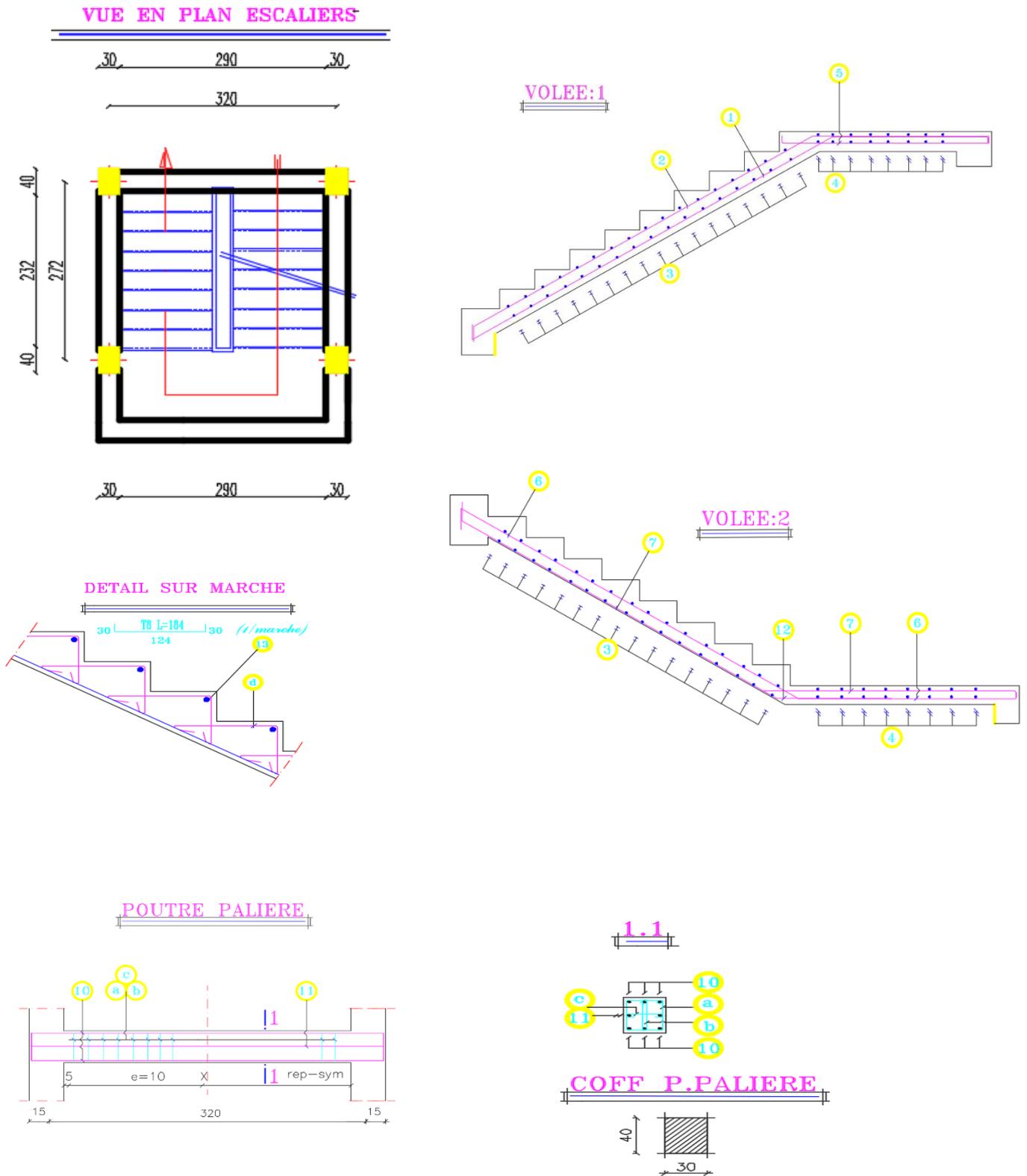


Figure IV.7 Ferrailage des escaliers et de la poutre palière

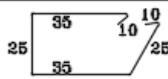
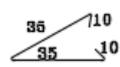
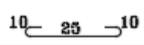
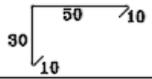
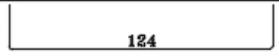
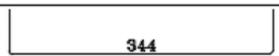
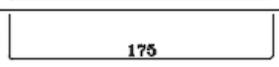
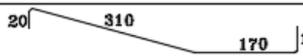
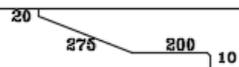
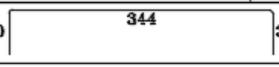
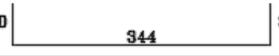
REP	Ø	FAÇONNAGE	L.T	Esp Nbr	OBS
a	Ø8		140	e=10	
b	Ø8		90	e=10	
c	Ø8		45	e=10	
d	Ø8		100	e=20	
1	T14		515	e=20	
2	T10		515	e=20	
3	T10		144	e=20	
4	T10		364	e=20	
5	T14		195	e=20	
6	T10		510	e=20	
7	T14		505	e=20	
10	3T14		404		
11	3T14		404		
12	T14		140	e=20	

Tableau IV.5 Tableau de façonnage pour le ferrailage d'escalier

2. Acrotère

2.1 Introduction :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier de la poussée du vent d'où il forme un écran.

$$S = \frac{0.05 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.2) + (0.5 \times 0.15)$$

$S = 0.1m^2$

Géométrie	
La hauteur h	60cm
L'épaisseur h_o	15cm
L'enrobage c	2cm
La surface S	$0.1m^2$
L'enrobage $C = C'$	2cm

Matériaux	
Béton de résistance f_{c28}	25MPa
Acier de limite élastique f_e	400MPa

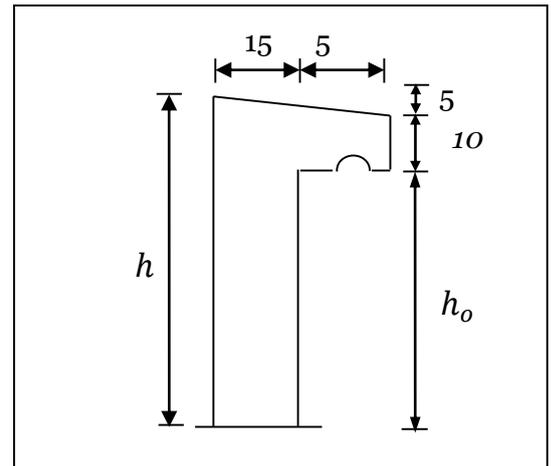


Fig. IV .8: Coupe de l'acrotère

2.2 Ferrailage :

2.2.1. Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation. le calcul se fait par un $\gamma_{b,ndE}$ de 1 m.

*Selon R.P.A on a : $F_p = 4AC_p W_p$

WP : Le Poids Propre de l'Acrotère.

A : Coefficient d'Accélération «Groupe d'Usage 2 ;

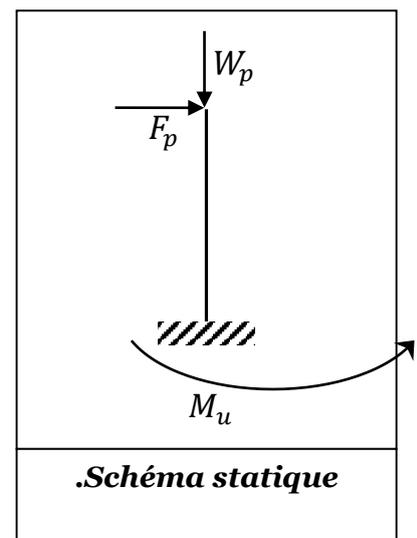
Zone IIa» $\Rightarrow A = 0,15$

CP : Facteur de Force Horizontale Variant entre 0,3 et 0,8 ;

CP = 0,8.

$WP = 25 \times 0,1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,5 \Rightarrow F_p = 1,2 \text{ KN/ml.}$



E.L.U		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	3,375 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,8KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1,08 KN.m

E.L.S		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,5 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1,2 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,72 KN.m

2.2.2 Calcul de l'excentricité

- **L'excentricité de 1^{er} ordre :**

$$e_1 = M_u / N_u = 0,32m$$

- **L'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \text{Max}(2cm; l/250) = 2cm$$

- **L'excentricité de 2^{ème} ordre :**

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

$$l_f = 2l = 1,2m ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0.00144m$$

$$e_o = e_1 + e_a + e_2 = 0,341m$$

$$\begin{cases} e_o = 0,341m \\ \frac{h_o}{2} - C' = 0.08m \end{cases} \Rightarrow e_o > \left(\frac{h_o}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{La section partiellement comprimé}$$

2.2.3 Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- **E.L.U :**

$$e_{uA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.386m$$

$$M_{uA} = N_u e_{uA} = 1,3KN.m$$

- **E.L.S :**

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 0,288m$$

$$e_{sA} = e_o + \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,333m$$

$$M_{sA} = N_s e_{sA} = 0.83KN.m$$



2.2.4 Calcul de ferrailage

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu \leq \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » $\mu \geq \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{uA}}{f_{bu}bd^2} = 0.006$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0.007$
Ordonnée de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$y = 0.0008m$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0.4\alpha)$	$Z_b = 0.119m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{uA}/Z_b f_{su}$	$A_u = 0.313cm^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28}/f_e$	$A_{min} = 1.665 cm^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
6T6 $\Rightarrow A_s = 1.70 cm^2$		
Les armatures de répartition	$A/4$	$0.425cm^2$
3T6 $\Rightarrow A_s = 0.85cm^2$		

2.2.5 Vérification à L'ELS

- Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\tau_u = 0.1MPa$
Contrainte tangente limite	$Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$2.50 MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq Min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa)$	$0.1 < 2.5$ vérifiée

2.3 Schéma de ferrailage

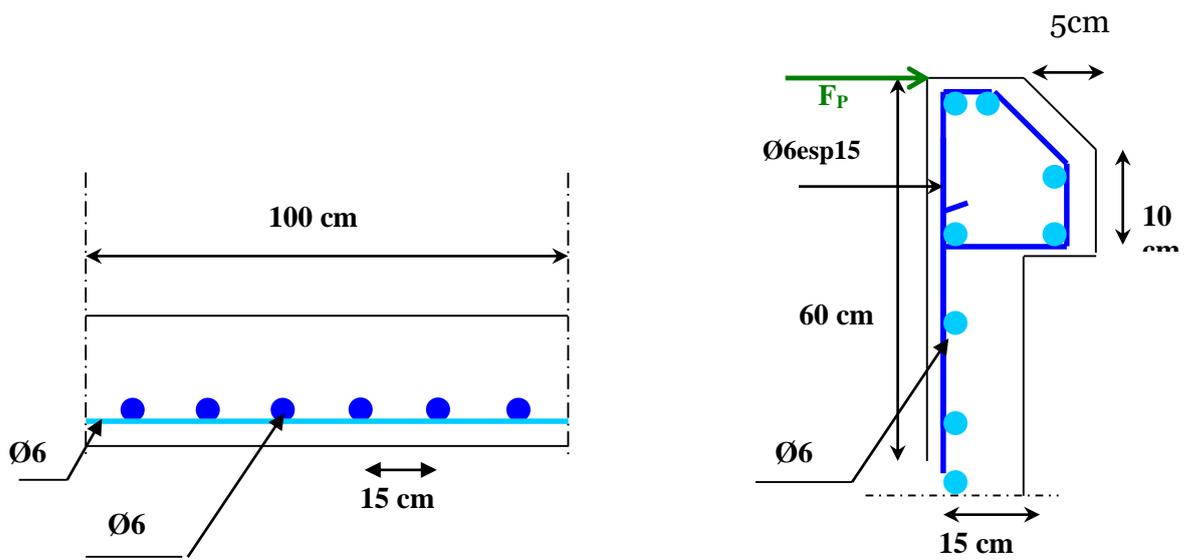


Figure IV.9 coupe ferrailage de l'acrotère

Chapitre 05 :
Etude sismique

1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

2. Méthode de calcul

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

2.1 méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1] :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : [RPA99/4.1.2] :

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

c. vérification des conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale.

2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

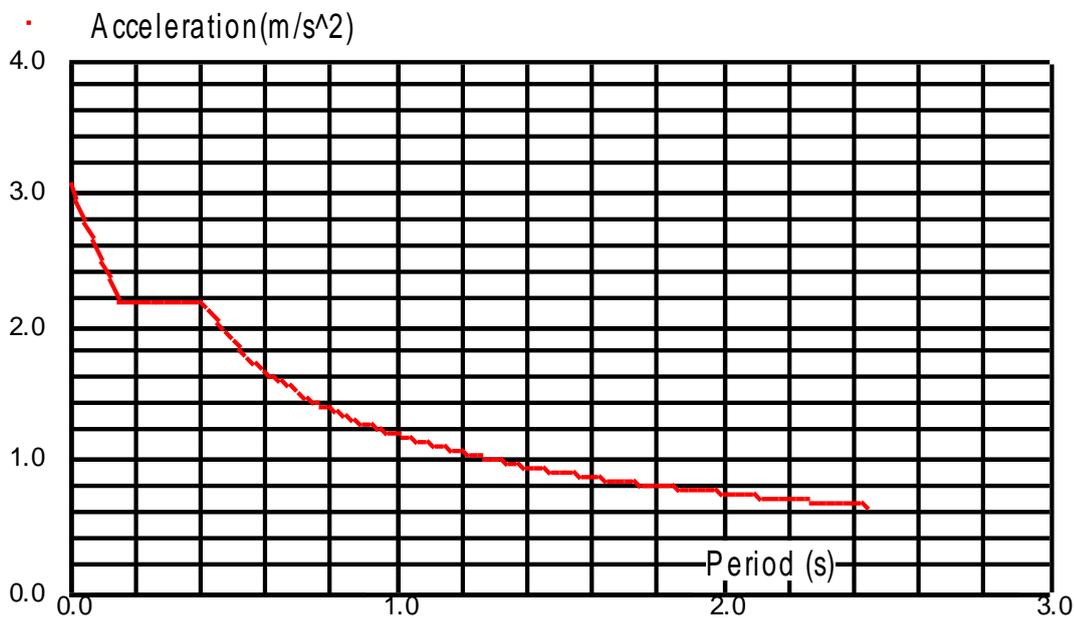
a. Principe de la méthode

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les extremums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

b. Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$



2.3. Préparation des données de ROBOT :

W : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- **WG :** Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- **WQ :** Charges d'exploitation.
- **β :** Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99

Pour les locaux d'habitation β = 20%

Pour notre bâtiment : W total = ∑WI = 41667,90KN

2.4. Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]. les forces sismiques sont distribués horizontalement et verticalement sur les éléments proportionnellement à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale (XetY)

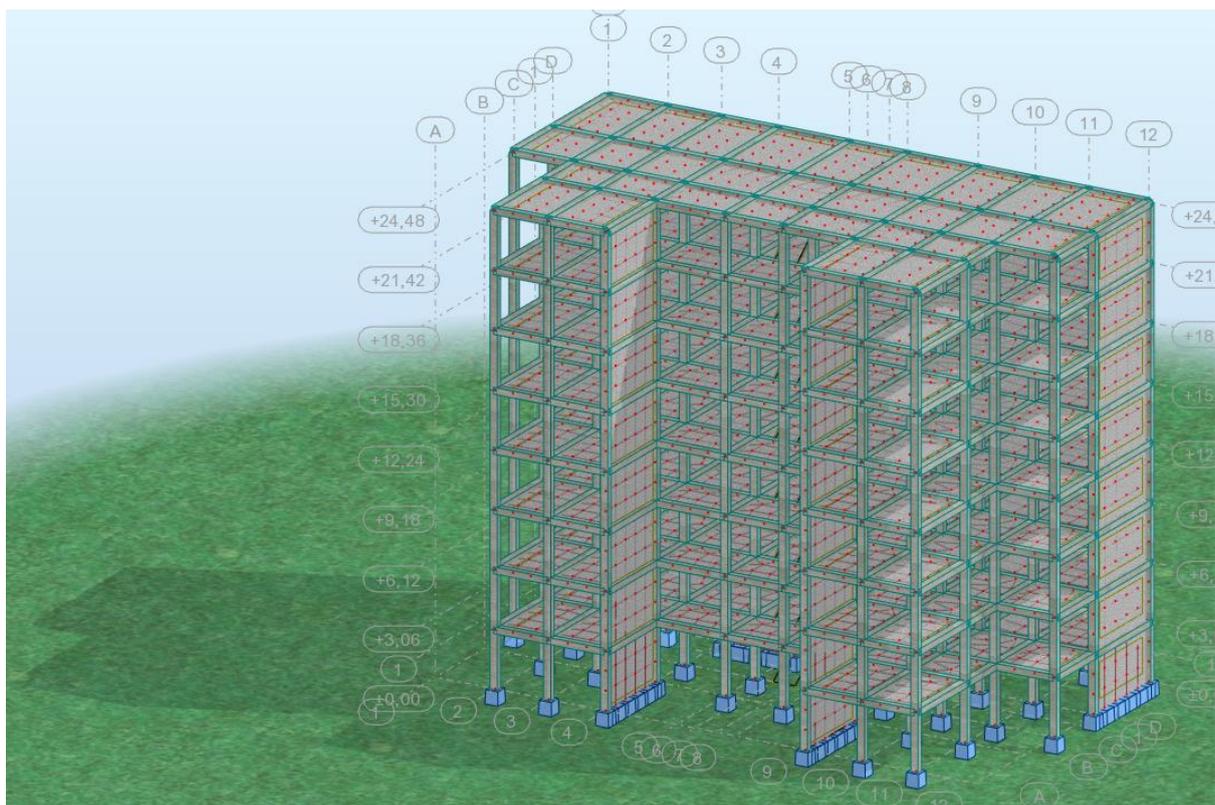


Figure V.1 Modélisation de la structure sur le logiciel ROBOT v2018

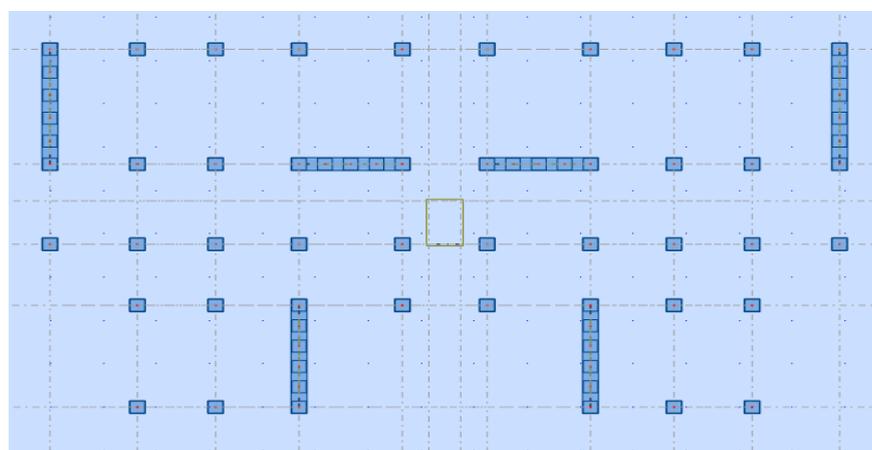


Figure V.2 : Disposition des Voiles

3. Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids totaux de la structure.

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.

3.1. Définitions de la valeur des coefficients :

a. coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de **ETAREF (bouteldja) (zone IIa)** et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : $A = 0,15$.

b. coefficient de comportement globale de structure(R):

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3.RPA99 en fonction du système de contreventement,

$R = 3,5$ ($N_{voile} > 20\% N_{tot}$: voiles porteur)

c. facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{: article 4-4-RPA99/2003}$$



Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.1 : Q : facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.(RPA 99 révisée en 2003)

$$Q_x = 1 + (0,00+0,00+0,00+0,00+0,05+0,10) = 1,15.$$

$$Q_y = 1 + (0,00+0,05+0,00+0,00+0,05+0,10) = 1,20.$$

d. le pourcentage d'amortissement critique :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$); (tableau4.2.RPA99

e. la période fondamentale T :

La période T peut être estimer à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N :hauteur mesurée en mètre à partir de la basse de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

$$C_t = 0.05$$

$$T = 0,05 \times 36,17^{3/4} = 0,737 \text{sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcule considéré.

Suivant x-x : $L_x = 26,23\text{m}.$ $T_x = \frac{0,09h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 36,17}{\sqrt{26,23}} = 0,635\text{s}$

Suivant y-y : $L_y = 13,45\text{m}.$ $T_y = \frac{0,09 \times 36,17}{\sqrt{13,45}} = 0,887\text{s}$

$$T_x = \min (0,635 ; 0,737) \implies T_x = 0,635 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,887 ; 0,737) \implies T_y = 0,737 \text{ s}$$

période caractéristique associée à la catégorie de cite pour un sol meuble :

$T_1 = 0,15s$ $T_2 = 0,50s$ (tableau 4.7.RPA99).

f. facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0,8819 \geq 0,7$$

g. facteur d'amplification dynamique :

Donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \implies 0,50 < 0,635 < 3s$$

donc : $D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3} = 1,88$

Sens y : $T_2 < T_y < 3s \implies 0,50 < 0,737 < 3s$

donc : $D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 1,70$

3.2 .Cacul de la force sismique totale :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,88 \times 1,15}{3,5} \times 41667,90 = 3860,82 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,70 \times 1,20}{3,5} \times 41667,90 = 3642,96 \text{ KN}$$

4. Mod propre de la structure :

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	0,70	72,31	0,00	72,31	0,00
3/ 2	0,56	0,00	68,24	72,31	68,24
3/ 3	0,47	0,20	0,00	72,50	68,24
3/ 4	0,19	15,53	0,00	88,04	68,24
3/ 5	0,13	0,00	19,25	88,04	87,50
3/ 6	0,11	0,05	0,00	88,09	87,50
3/ 7	0,10	5,68	0,00	93,77	87,50
3/ 8	0,08	0,00	5,68	93,77	93,18
3/ 9	0,08	0,00	0,03	93,77	93,21

Tableau V.2 : Analyse modale

❖ **Interprétation des résultats :**

- Les modes 1 ; 4 et 7 sont des modes de translation selon la direction x
- Les modes 2 ; 5 et 8 sont des modes de translation selon la direction y
- Les modes 3 ; 6 et 9 sont des modes de torsion autour de l'axe verticale Z
- La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du **9ème** mode pour que la masse atteigne les 90% de la mase modale total

5. Vérification des déplacements :

5.1 Vérification des déplacements entre étages :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec :

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement $R = 3,5$

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : déplacement horizontale à chaque niveau K.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_1 (y comparis l'effet de torsion).D'après les résultat donnés par le *robot*.

Les déplacements relatifs des noeuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :



niveau	$\delta_{ek} \text{ max (cm)}$		$\Delta k_{MAX} \times R \text{ (cm)}$		0.01h _e (cm)	RPA
	δ_x	δ_y	Δx	Δy		
Terrasse	2,26	2,49	1,26	1,36	3.06	C.V
7	1,9	2,1	1,22	1,33	3.06	C.V
6	1,55	1,72	1,19	1,29	3.06	C.V
5	1,21	1,35	1,08	1,19	3.06	C.V
4	0,9	1,01	1,01	1,12	3.06	C.V
3	0,61	0,69	0,84	0,94	3.06	C.V
2	0,37	0,42	0,7	0,77	3.06	C.V
1	0,17	0,2	0,49	0,56	3.06	C.V
RDC	0,03	0,04	0,10	0,14	3.57	C.V

Tableau V.3 vérification des déplacements entres étages

5.2 Vérification des déplacements au sommet :

$\Delta_x [cm]$	$\Delta_y [cm]$	R	$\Delta_x R [cm]$	$\Delta_y R [cm]$	H tot	1% H tot	verification	
							sens x	sens y
2,26	2,49	3,5	7,91	8,715	2448	24,48	verifié	verifié

Tableau V.4 vérification des déplacements au sommet

6. Justification vis à vis de l'effet PΔ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des Étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce Phénomène est appelé « effet PΔ ».

D'après l'article du RPA (5.9)

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ.) Peuvent Être négligés dans le cas des bâtiments

Si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges

D'exploitation associées au dessus du niveau « k »

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 de l'étage « k ».

Pour le sens X :

Niveau	Wi (KN)	V	Hi(cm)	$\Delta k \times R$	θ
7	3679,13	2043.2	306	1,26	0,007
6	3679,13	2331.79	306	1,22	0,006
5	3789,67	2585.51	306	1,19	0,005
4	3789,67	2817.85	306	1,08	0,004
3	3789,67	3022.98	306	1,01	0,004
2	3913,22	3198.23	306	0,84	0,003
1	3913,22	3345.76	306	0,7	0,002
RDC	4128,31	3453.14	357	0,49	0,001

Tableau V.5 Justification vis à vis de l'effet ($P\Delta$) sens

Pour le sens y :

x

Niveau	Wi (Kn)	V	Hi(cm)	$\Delta k \times R$	θ
7	3679,13	2070.34	306	1,36	0,007
6	3679,13	2354.71	306	1,33	0,006
5	3789,67	2611.39	306	1,29	0,006
4	3789,67	2845.74	306	1,19	0,005
3	3789,67	3057.97	306	1,12	0,004
2	3913,22	3246.14	306	0,94	0,003
1	3913,22	3401.46	306	0,77	0,002
RDC	4128,31	3520.34	357	0,56	0,001

Tableau V.6 Justification vis à vis de l'effet ($P\Delta$) sens y

7.L'efforts tranchant à la base :

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques Déterminées par la méthode statique équivalente 'V (RPA99 ; 2003 Article. 4.3.6).

Sens	V (spec) (kn)	V (stat.eq)	80% V stat.eq	0.8Vstat≤V(spec)
X	3453,14	3860,82	3088,65	Oui
Y	3520,34	3642,96	2914,36	Oui

Tableau V.7 vérification L'efforts tranchant à la base

8.justefication au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut que le moment stabilisateur (due au poids propre) doit être supérieur au moment de renversement (due au séisme). Suivent l'RPA99v2003 on a une diminution de 20% G favorable dans la combinaison sismique : Donc :

$$M_s / M_r \geq 1,25$$

Ms : Moment stabilisant, $M_s = W_G \times L / 2$; Mr : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$
 W_G : Poids du bâtiment. ; F : Force sismique au niveau i.

	Moment de stabilisation		Moment de renversement	
	G		Edx	Edy
Mx(KN,m)	61322,70		6122,89	68233,75
My (KN,m)	-605321,14		65365,78	8671,32

	Moment de Renversement	Moment de Stabilisation	Mstab/Mren	Vérification >1,25
sens x	68233,75	61322,70	8.98	vérifié
sens Y	65365,78	-605321,14	9.26	vérifié

Tableau V.8 vérification du renversement



Chapitre 06 :
***Etude des éléments
structuraux***

1. Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

➤ **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

➤ **Poutres**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ROBOT AUTODESK).

2. Ferrailage des portiques :

2.1. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} , M_{33} donnés par le ROBOT AUTODESK).

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes [3] :

➤ **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

➤ **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{cases}$$

➤ Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :

1^{ier} Cas : N_{max} \longrightarrow M_{corr}

2^{ième} Cas : M_{max} \longrightarrow N_{corr}

Pour ces armatures on doit respecter les conditions suivantes :

-La section d'acier minimale donnée par le B.A.E.L.

-Les pourcentages extrêmes d'acier (A_{min} et A_{max}) données par le RPA 99.

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
 - La longueur minimale de recouvrement $L_r = 40\phi$ en zone II a.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\delta_t < 25 \text{ cm}$.
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 1 type de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(30 \times 40) \text{ cm}^2$: pour tous les niveaux .

	Sollicitation <i>KN ou KN · m</i>	Poteaux $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Combinaison $1,35 G + 1,5 P$ 1 ^{er} cas	N_{\max}	1158.43
	M_{corr}	31.181
	T_{\max}	36.42
Combinaison $G + P + 1,2 Ex$ 2 ^{ième} cas	M_{\max}	92.184
	N_{corr}	590.97
	T_{\max}	62.32

Tableau VI .1 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts normaux.

2.1.1 Exemple de calcul :

• **Armatures longitudinales :**

1^{ier} Cas : Combinaison fondamentale (1,35 G + 1,5 P)

$$\begin{cases} N_{\max} = 1158,43KN \\ M_{corr} = 31,181KN \cdot m \end{cases}$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{\max}} = \frac{31,181}{1158,43} = 0,0269cm.$$

$$\frac{h}{12} = \frac{30}{12} = 2,5$$

Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

• **E.L.U.R :**

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1158,43 \times 10^3 - (30 \times 40) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -1567,72cm^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

• **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(306) = 214, cm$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,3}{\sqrt{12}} = 0,086 \Rightarrow \lambda = \frac{2,499}{0,086} = 29,05$$

$$\lambda = 29,05 < 30 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,810$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 1064 cm^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1158,43 \cdot 10^3}{0,810} - \frac{1064 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -15,53 cm^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2^{ieme} Cas : Combinaison accidentelle (G + P + 1,2 E_x)

$$\begin{cases} M_{\max} = 92.184 \text{KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 590,97 \text{KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{92,184 \times 100}{590,97} = 15.5 \text{cm} > \frac{h}{12} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composé

Remarque :

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élancement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élancement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15,20 \frac{e_1}{h} \right] \text{ Dans tous les cas } \Rightarrow \text{le poteau est peut élancé. Donc,}$$

la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{590,97 \cdot 100}{0,81} - \frac{1064 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -35.67 \text{cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

● **Armatures minimales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b+h)}{100} \right] cm^2 = 8 cm^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 20 cm^2$$

● **Armatures maximales :**

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 60 cm^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$\begin{cases} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 100 cm^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 150 cm^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

● **Ferraillage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 20 cm^2$$

On prend $A = 4T20 + 4T16 = 20,61 cm^2$

● **E.L.S :**

$$N_{\max} = 1158,43 KN \quad M_{\text{corr}} = 31,181 KN \cdot m$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{31,181}{1158,43} = 0,026 cm < \frac{h}{12} = 2,5 cm \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

● **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 62,32 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{62,32 \times 10^3}{40 \times 35 \times 100} = 0,445 MPa.$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 MPa) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

● **Armatures transversales :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

♦ **Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec: ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 29,05 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 62,32 \text{ KN.}$$

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

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 62,32 \times 10^3}{40 \times 400 \times 100} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Soit deux cadres.

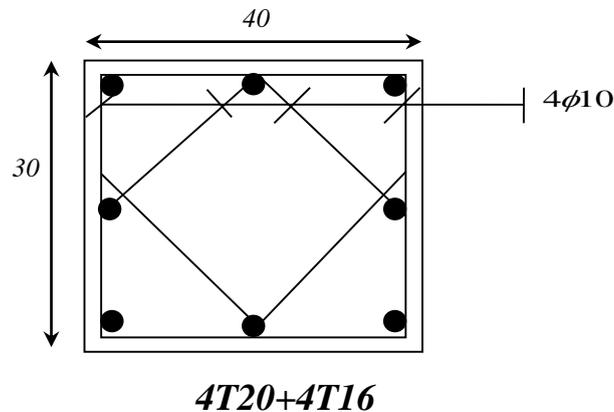


Figure.VI.1 Coupe sur Ferrailage des poteaux

• **Longueur de recouvrement :**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale :**

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{306}{6} ; 30 ; 40 ; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($30 \times 40 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau)qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3].

Poteau (cm^2)	A_{caten}	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_i (cm)	δ'_i (cm)
30×40	12,8	8T14	12,32	4 ϕ 10	3,14	10	15

Tableau VI.2 : **Récapitulation du ferrailage des poteaux**

2.2 Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc fait en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [2]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [3] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**

$$E.L.U : 1,35 G + 1,5 P$$

- **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA 99.

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

2.2.1 Étude des poutres principales P.P $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

a. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

	En appui		En travée		Effort tranchant $T_{\max} \text{ (KN)}$
	$M_a \text{ max}$ $(\text{KN} \cdot \text{m})$	M_{as} $(\text{KN} \cdot \text{m})$	$M_t \text{ max}$ $(\text{KN} \cdot \text{m})$	M_{ts} $(\text{KN} \cdot \text{m})$	
Poutre principale P.P $(30 \times 40) \text{ cm}^2$	106,891	77,892	75,862	55,533	128,67
Poutre secondaire PS $(30 \times 35) \text{ cm}^2$	78,009	56,868	69,626	50,719	111,33

Tableau VI.3 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en (KN)

b. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale la plus sollicitée.

b1. En travée

- E.L.U :

$$M_t = 75862 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{75862}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,13 < \mu = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,15 \rightarrow \beta = 0,937$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{75862}{348 \times 36 \times 0,937} = 6,46 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(6,46, 8,75, 1,52)$$

$$A = 3T16 + 2T14 = 9,11 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{75862}{55533} = 1,36$$

$$\alpha = 0,15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

b2. En appui :

- **E.L.U.R :**

$$M_{au} = 106891 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{106891}{14,20 \times 30 \times (36)^2} = 0,19 < \mu_L = 0,392$$

$$\alpha = 0,21 \rightarrow \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{106891}{348 \times 36 \times 0,91} = 9,35 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{106891}{77892} = 1,37$$

$$\alpha = 0,21 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 128670 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{128670}{350 \times 360} = 1,02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 98$).

c. Calcul des armatures transversales :

1. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, Q_{L\min}, \frac{b}{10} \right) \text{ Selon le B.A.E.L 91 [2]}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}, 1,6, \frac{30}{10} \right) = 1,14 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

2. Espacement des armatures transversales :• **En zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L\right) \text{ Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) = 10 \text{ cm.}$$

On prend $\delta_t = 10 \text{ cm.}$

• **En zone courante**

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm. Selon le R.P.A 99 [3]}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm.}$

3. Section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b \text{ Selon le R.P.A 99 [3]}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Vérification des espacements :

$$\bullet \delta_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) \text{ Selon le B.A.E.L 83 [1]}$$

$$\delta_{t1} \leq \min(36, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$\bullet \delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)} \text{ Selon le B.A.E.L 83 [1]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{2,01 \times 400}{30 \times 0,31} = 86,45 \text{ cm}$$

$$\bullet \delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} \text{ Selon le B.A.E.L 83 [1]}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 17,31 \text{ cm}$$

$$\delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 17,31 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre $L_r = 40\phi$

$$L_r = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

d.1 Ancrage des armatures tendues

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij}$$

$\psi_s = 1,5$ barres à H. A courantes.

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

• **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

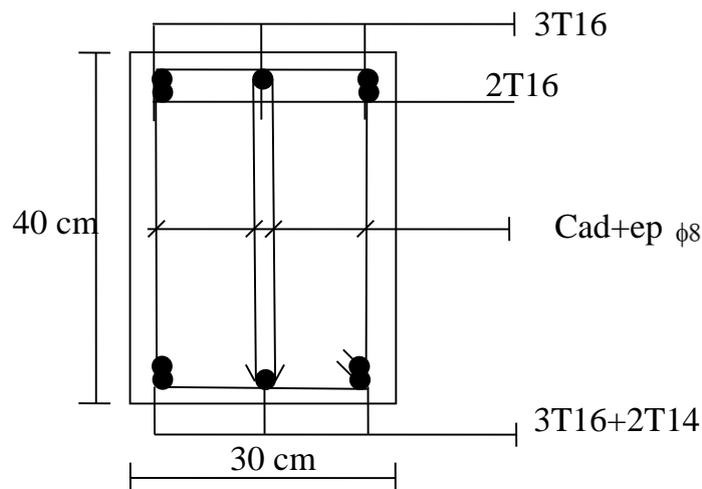


Figure VI.2 coupe sur ferrailage de la poutre principale

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobiere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	8,75	3T16 + 2T14	9,11	φ8	15	10
	Appui	9,35	5T16	10,05	φ8	15	10

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

2.2.2 Étude des poutres secondaires P.S (30 × 35) cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobiere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	5,89	3T14 + 2T12	6,88	φ8	15	10
	Appui	6,65	3T14 + 2T12	6,88	φ8	15	10

Tableau VI.5 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

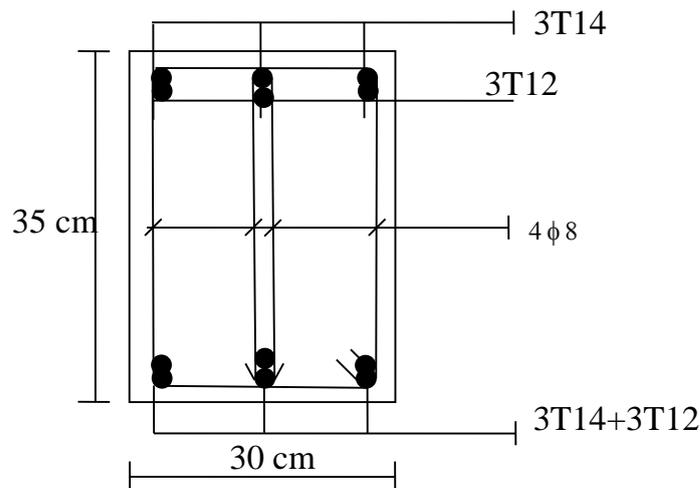


Figure VI.3 Coupe sur ferrailage de la poutre secondaire

3. Etude des voiles :

3.1. Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulés dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

3.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents (action climatique) ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure .

A) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b.) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3.2.3.principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées

par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{\min} = 0,15.a.L$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales :

Il sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

3.3 ferrailage des voiles :

• **Exemple de calcul :**

a. Voile intermédiaire :

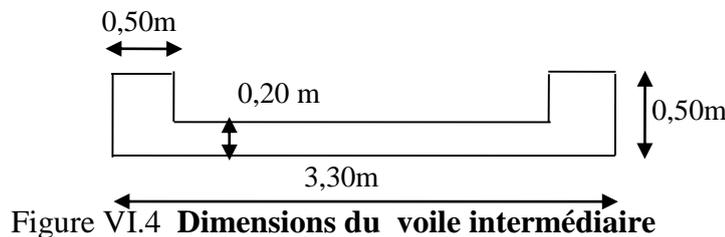


Figure VI.4 Dimensions du voile intermédiaire

- A = 0,96 m²
- I = 0,0022 m⁴
- V = 1,65 m
- N = 609,616 t
- M = 25,046 t.m

➤ **Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$\sigma_1 = 194,19 \text{ MPa}$ On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"
 Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 181,49 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des armatures verticales :**

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

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : $D = 12$ mm

L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :}$$

$$St \leq \min\{1,5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min\{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

➤ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

b. Disposition des armatures

➤ **Armatures verticales :**

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$L = 370 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$

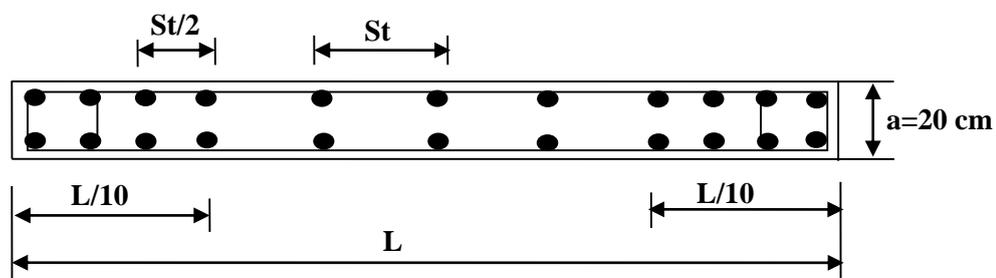


Figure VI.5 Disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

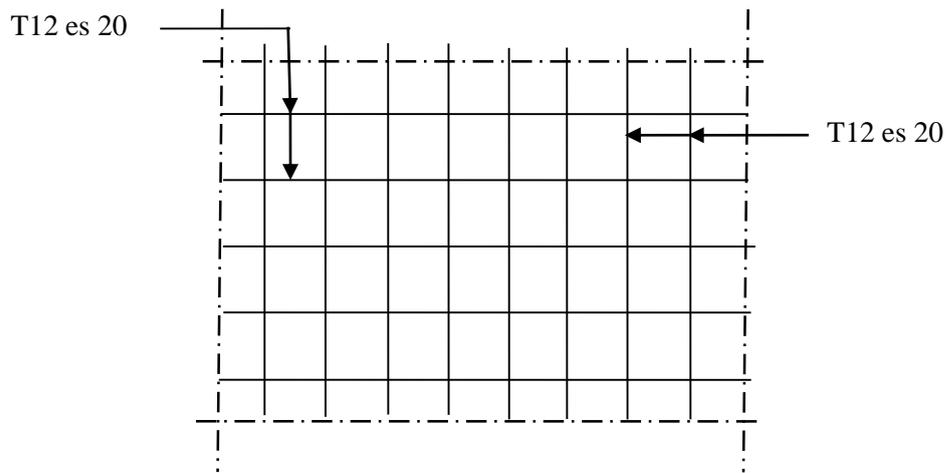


Figure VI.6 Disposition du ferrailage du voile

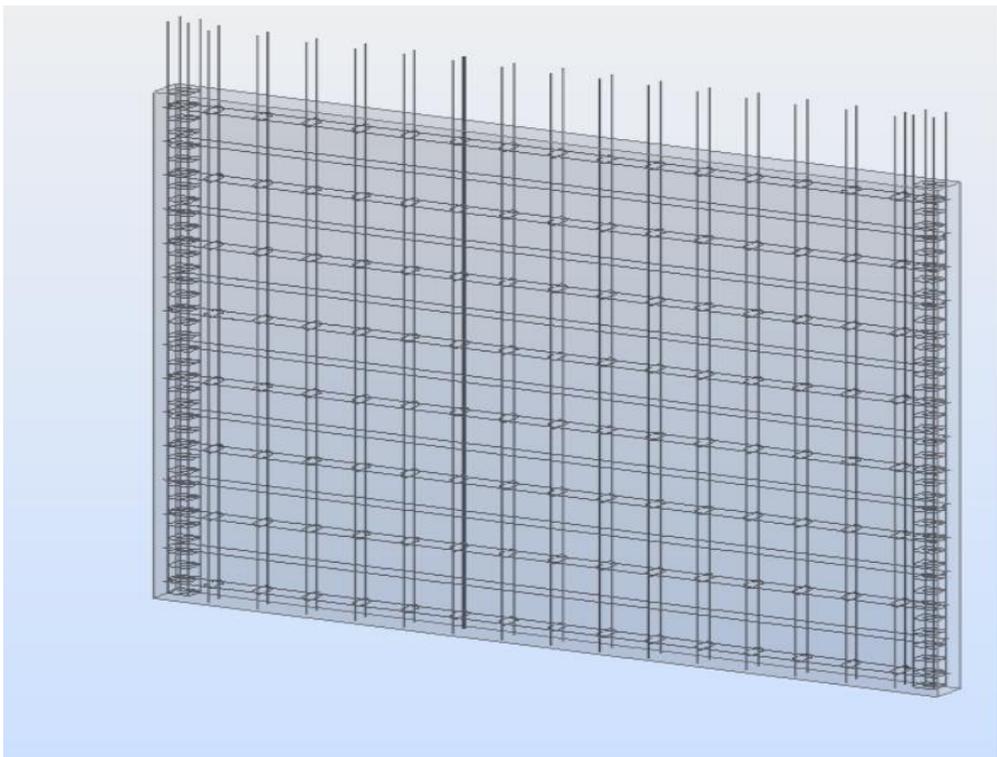


Figure VI.7 Ferrailage des voiles



Chapitre 07 :
Étude de l'infrastructure

1. Introduction:

La fondation d'une construction est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, auquel elle transmette les charges de la superstructure, elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation de cette partie de l'ouvrage, conduit à la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important pour déterminer les dimensions des fondations, de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la capacité portante du sol.

D'après le rapport géotechnique du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,50 bars, et le bon sol se situe à 1.50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux semelles, il faut au minimum une distance de 40 cm. Le béton de propreté prévu pour chaque semelle doit avoir une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Le dimensionnement se fait à l'état limite de service(ELS) avec un effort normal ayant comme valeur $N_{ser} = G+Q$.

2- Le ferrailage se fait à l'état limite ultime (ELU) avec un effort normal ayant comme valeur $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

2. Choix du type de fondation

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement de la fondation donne des semelles de grandes dimensions et qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un **radier** qui constitue un ensemble rigide et qui doit remplir les conditions suivantes :

3. Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
4. Transmettre au sol la totalité des efforts
5. Éviter les tassements différentiels.

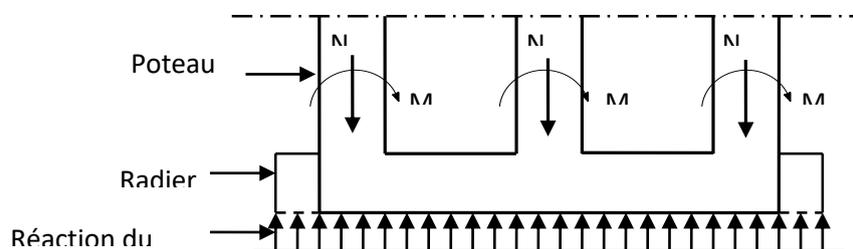
• Définition d'un radier :

Le radier est une surface d'appui continue qui se compose de : dalles, nervures et poutres débordant l'emprise du bâtiment, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

• Principe de Calcul d'un radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure)



Figures VII.1 Détail de l'action de la superstructure et la réaction du sol sur un radier

3. Pré dimensionnement du radier

3.1. Evaluation du poids de la superstructure supportée par le radier :

La charge permanente totale : G_T :

La charge d'exploitation totale : Q_T

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 41667,90 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i = 5644,64 \text{ KN}$$

3.2. Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 64718,62 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 47312,54 \text{ KN}$$

3.3. Surface du radier

La surface du radier est calculée à partir de cette formule : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

Avec $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bar}$

$$N = N_{\text{ser}} = 47312,54 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 315,41 \text{ m}^2$$

Nous pouvons prendre un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 401,84 \text{ m}^2$.

3.4. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition BAEL 91 Page (357)

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,05 \text{ m}$

$$Q_u = N_u / S = 64718,62/401,84 = 161,05 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 161,05 \cdot 1 \text{ ml} = 161,05 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = 161,05 \times 5,05 / 2 = 406,65 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{406,65 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,27 \text{ m}$$

2^{ème} condition : BAEL 91 Page (360)

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \cdot L = 5,05 \text{ m}$$

$$0.20 \leq d \leq 0.25 \text{ m}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm;}$$

on prend: $h = 35 \text{ cm; } d = 30 \text{ cm}$



3.5. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \Rightarrow 56 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

On prend : $d=72 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$.

4. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[(0,35 \times 401,84) + (0,80 \times 0,45 \times 218,22)] = 5479,85 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S:} N_{\text{ser}} = 5479,85 + 47312,54 = 52792,39 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{52792,39}{401,84} = 131,37 \text{ KN/m}^2$$

$< 150 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.

*** Inerties du radier :**

$$I_{xG} = 20227,20 \text{ m}^4$$

$$I_{yG} = 5318,43 \text{ m}^4$$

*** La longueur élastique**

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3 / 12 = 0,0192 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45\text{m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 5000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,756\text{m}$$

$$L_{\max} = 4.60\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,037\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nus des poteaux.

5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 161,08 - 0,875 = 160,20 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 160,20 \text{ KN/m}^2.$$

6. Ferrailage du radier :

6.1. Ferrailage des dalles :

6.1.1. Méthode de calcul

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$. Pour le ferrailage des dalles nous avons deux cas :

1^{ère} cas : La dalle travaille suivant les deux directions

$$\text{Si } \alpha = L_x / L_y \geq 0,4.$$

Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Moments en travée :

$$M_t = 0,85M_o \text{ pour un panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \text{ pour un panneau intermédiaire.}$$

Moments sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \text{ pour un appui de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \text{ pour un appui intermédiaire.}$$

2^{ème} cas : la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Si : $\alpha = l_x / L_y < 0,4$:

Pour notre cas le calcul sera :

Nous allons prendre le panneau le plus défavorable (le plus grand).

$$\alpha = l_x / L_y = 4,29 / 4,60 = 0,93 > 0,4$$

Donc : La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0428 \times 160,20 \times (4,29)^2 = 126,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,841 \times 126,19 = 106,12 \text{ KN.m}$$

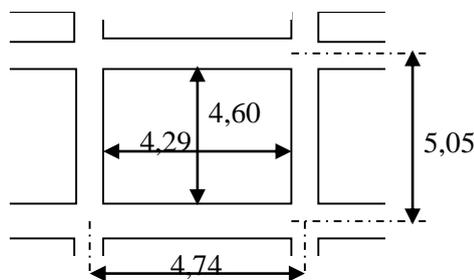


Figure VII.2 dimensions du panneau pris dans le calcul du ferrailage du radier

En travée:

Sens x :

$$M_{tx} = 107,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,083 < \mu_t = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,108. \quad Z = 0,956 \text{ m} \quad A = 10,74 \text{ cm}^2$$

On adopte 7T14 A = 10,78 cm²/ml, S_t = 15 cm

Sens y :

$M_{ly} = 89,35 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,069 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$

$\alpha = 0,089. \quad Z = 0,964 \text{ cm} \quad A = 8,87 \text{ cm}^2$

On adopte 7T14 ... $A = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 15 \text{ cm}$

-En appuis :

Sens x:

$M_{ax} = 63,09 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,049 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$

$\alpha = 0,062. \quad Z = 0,975 \text{ cm} \quad A = 6,19 \text{ cm}^2$

On adopte 7T12 $A = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y:

$M_{ay} = 52,56 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$

$\alpha = 0,052. \quad Z = 0,979 \text{ cm} \quad A = 5,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 7T12 $A = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

6.2. Ferrailage des poutres de libages :

Méthode de calcul

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (y)

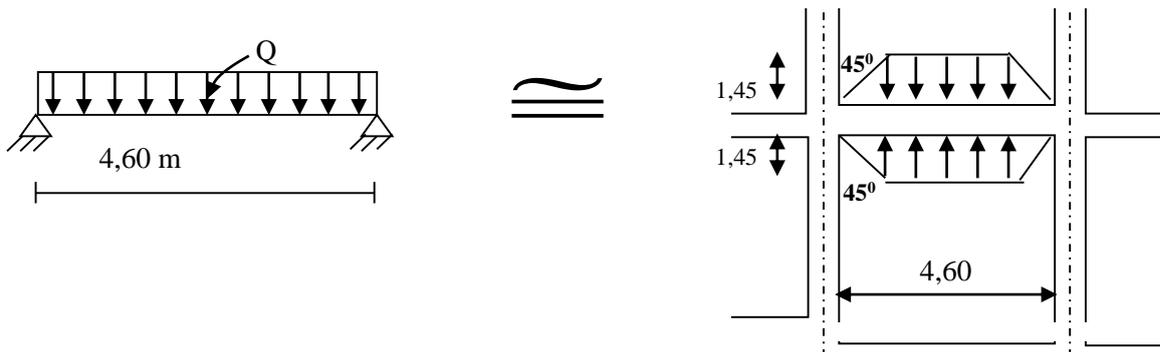


Figure VII.3 schéma statique de la poutre de libage longitudinale

Evaluation de (Q') en se basant sur les lignes de rupture :

Q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4,29\text{m}$

$Ly_1 = 4,60\text{m}$

$Lx_2 = 4,29\text{m}$

$Q = 160,20 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{160,20}{2} \left[\left(1 - \frac{4,29^2}{3 \times 4,60^2} \right) . 4,29 + \left(1 - \frac{4,29^2}{3 \times 4,60^2} \right) . 4,29 \right] = 444,98 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{444,98 \times 5,05^2}{8} = 1418,54 \text{ KN.m}$$

a.1 Calcul du ferrailage :

$$M_t = 0,80M_0 = 1134,83 \text{ KN.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{1134,83 . 10^3}{45 . (72)^2 . 14,2} = 0,342 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,548$$

En traée : $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,78.$

$$A_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_s} = \frac{1134,83 . 10^3}{0,78 . 72 . 348} = 58,02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}25 ; A = 58,91 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}25 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 1418,54 = 709,27 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{709,27 \cdot 10^3}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,214 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n'existe.pas.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,30$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,88.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{709,27 \cdot 10^3}{0,88 \cdot 72 \cdot 348} = 32,16 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil+ (4T20) chap. ; A = 32,21 cm².

b. Sens transversal(x)

L_{max} = 4,29m.

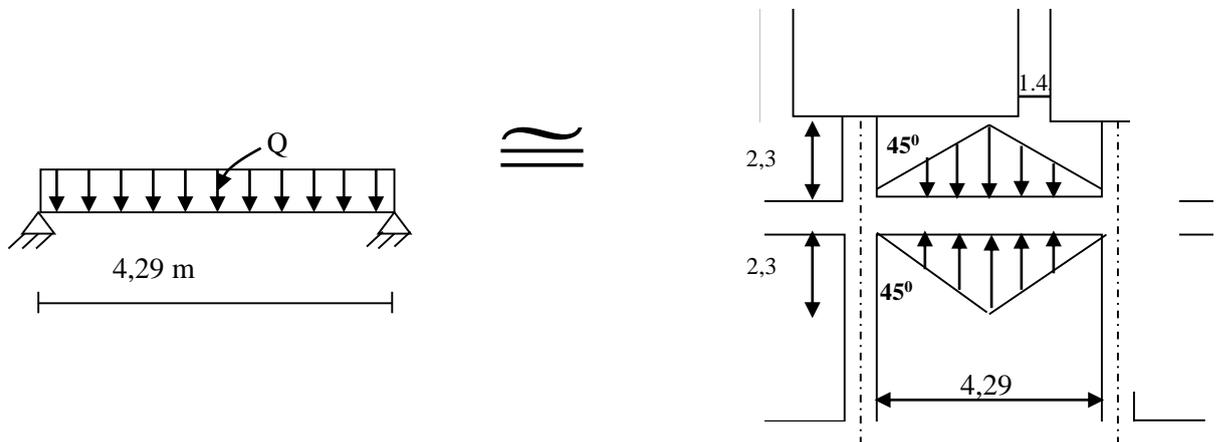


Figure VII.4 schéma statique de la poutre de libage transversale

Evaluation de (Q') en se basant sur les lignes de rupture :

Q' : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : Q = 160,20 KN/m²

Lx₁ = 4,29 m

$$Q' = 2/3 \times 160,20 \times 4,29 = 458,17 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = QL^2 / 8 = 1054,02 \text{ KN.m}$$

b.1 Calcul du ferrailage

En travée :

$$M_t = 0,80M_o = 843,21 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,254 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,37$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,85.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 39,57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 5\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}20 \end{cases} ; A = 40,84 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 1054,02 = 527,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,15 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,91.$$

$$A_a = 23,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A = 25,13 cm²

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 0,2 \cdot 1054,02 = 210,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,063 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,081; \beta = 0,96; A_s = 8,70 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A = 12,06 cm².

c. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 si la hauteur de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$
la poutre nécessite des armatures de peau

Dans notre cas $h_a = 80 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

les armatures de peau sont déterminées par le calcul et elles sont placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre pour ne pas empêcher la fissuration que dans leur voisinage ; et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ;

la section des armatures de peau est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$,

$$\text{on a : } - A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$- A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,80) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T16 avec A = 8,04 cm².

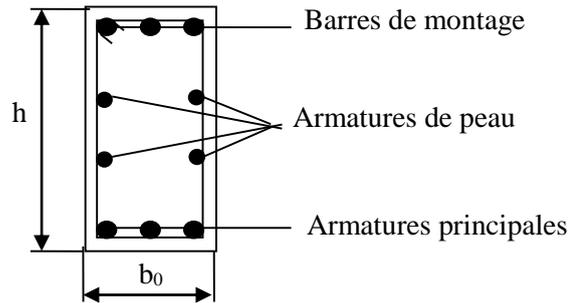


Figure VII.5 Répartition armatures dans les poutres

c.1 Contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 287,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{287,60}{0,45 \times 0,72 \times 100} = 0,89 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c.2 Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22,86; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20, 19,2) = 19,2 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,89 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 69,86 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures, Fe325, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

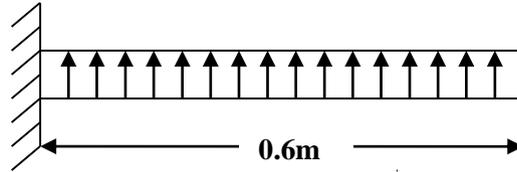
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,44; 0,4 \text{ MPa}) = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 325}{45 \cdot 15} = 1,51 > 0,44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. calcul dse débords :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.6m$ et d'épaisseur

$$h = 35cm$$



Figures VII.6 schéma statique de débord

- **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = \frac{64718,62}{401,84} \cdot (0.6)^2 \cdot 1 = 57,98KN/m \Rightarrow M_u = 28,99KN.m$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{47312,54}{401,84} \cdot (0.6)^2 \cdot 1 = 42,38KN/m \Rightarrow M_{ser} = 21,19KN.m$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,034 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,08; \quad \beta = 0,96$$

$$A_s = 2,75cm^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,75}{4} \Rightarrow A_r = 0,68cm^2$$

- **Section minimale :**

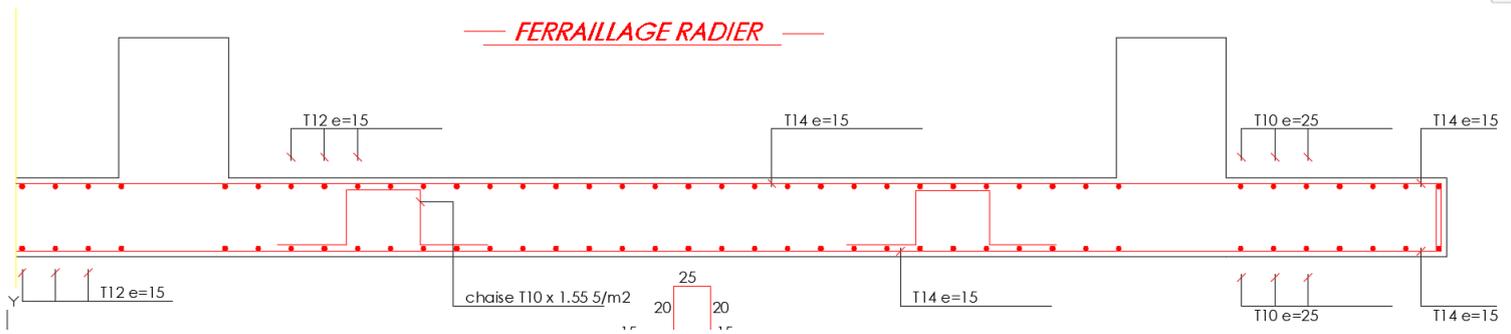
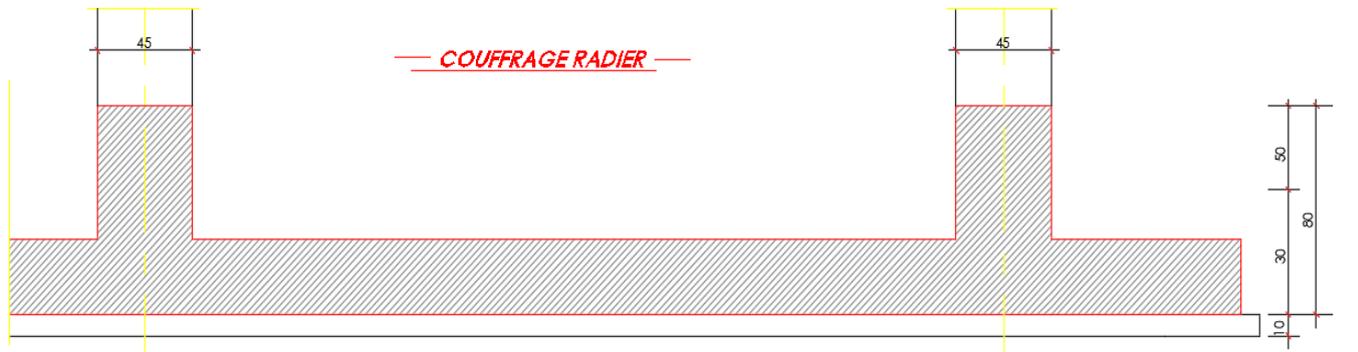
$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 2,28cm^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calculer pour une bonde de 1m.

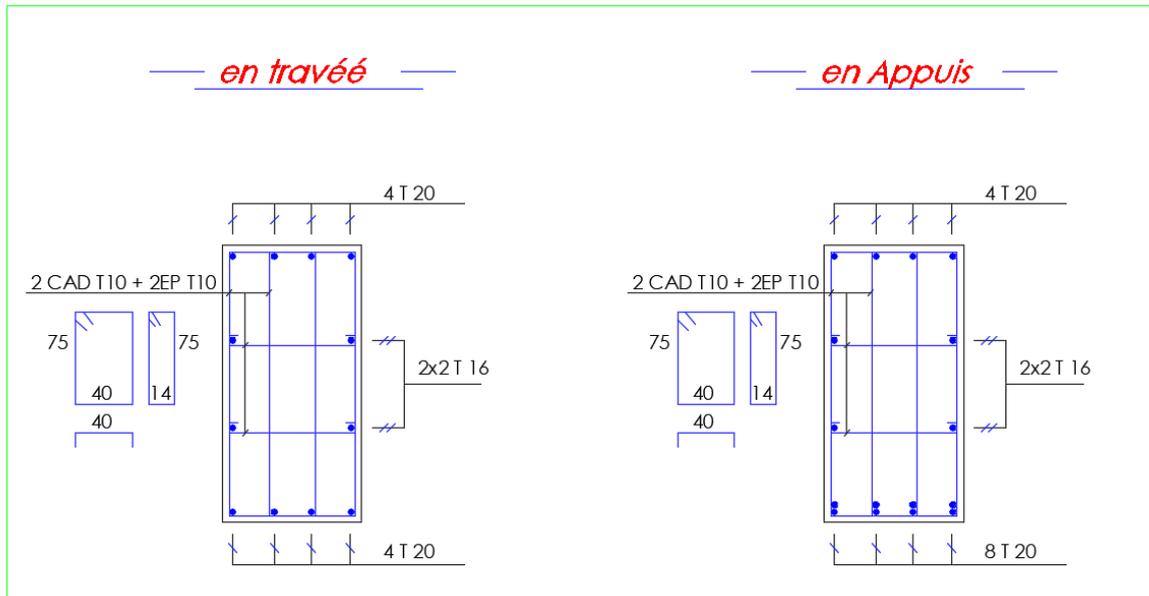
On prend : **4T10** $\Rightarrow A_s = 3,14cm^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartition

7. Sheema de ferrailage

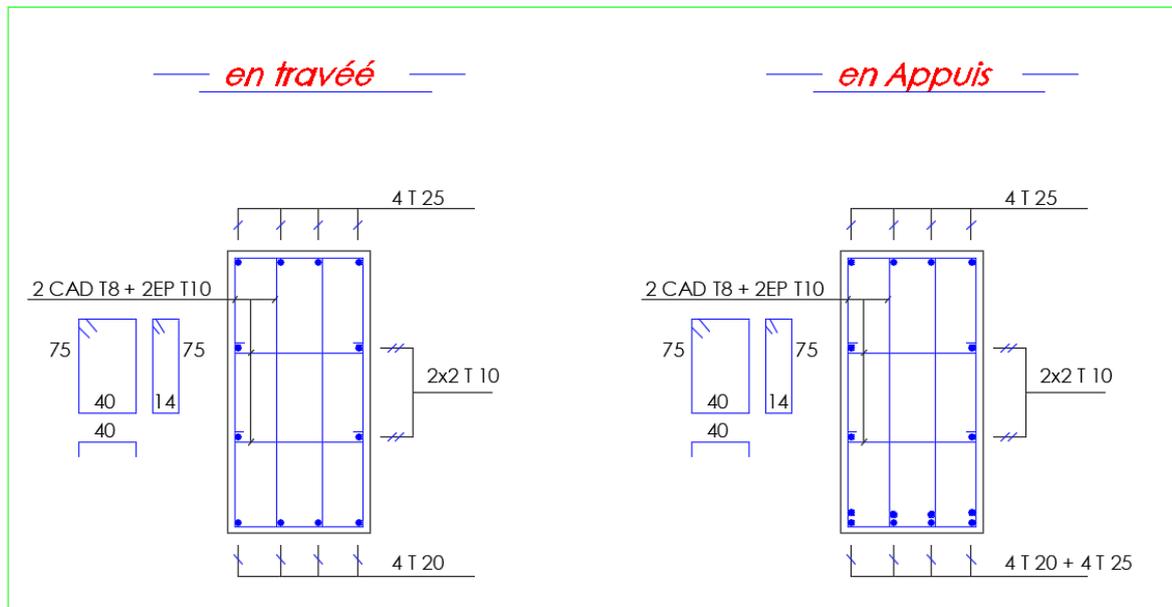


Figures VII.7 Coupe sur ferrailage du radier

nervure sens X-X



nervure sens y-y



Figures VII.8 schéma de ferrailage des nervures

Conclusion générale :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre

Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais aussi à adopter les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel pour sa rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il doit également proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence contenant un minimum d'information utiles pour faciliter les études des futures promotions.

Références bibliographiques :

Les livres :

- 📖 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991;*
- 📖 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*;*
- 📖 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- *3^{eme} édition 99*;*
- 📖 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;*
- 📖 **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99**
- 📖 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*
- 📖 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***
- 📖 *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;*
A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation Saida 2009.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Saida 2007.*
- 📖 *Etude d'une tour (R+10) en béton à usage multiple, Bechar 2006.*

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ROBOT
- Logiciel EXCEL