



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

BAKEL ZOHRA

SAIBI ZINEB

Sujet du mémoire

**Dimensionnement et étude des éléments d'un
bâtiment en (R+9) en béton armé.**

Soutenu publiquement le 25-10-2020 devant le jury composé de :

Mr BENFARHAT. R

Mr AIT AMAR MEZIANE. M

Mme AIT YAHIA. S

Mme KHARROUBI .L

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2020/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tout, Allah le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif.

En guise de remerciements, nous tenons à témoigner nos sincères reconnaissances à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail, particulièrement **Mr : MIMOUNI Mohamed** pour ses conseils et son aide.

Toute notre gratitude au Professeur **AIT AMAR MEZIANE MOHAMED**, notre promoteur, pour la qualité de ses enseignements, ses conseils, sa disponibilité pour le bon déroulement de notre projet de fin d'études et à l'aboutissement de ce modeste travail malgré les difficiles moments liés à la pandémie du COVID 19.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire fin d'études.

En fin, nous n'oserons oublier de remercier tout le corps professoral du département de Génie Civil, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études formation.

Dédicaces

Au nom D'Allah

Avec toute ma reconnaissance Je dédie ce modeste travail à :

*- La mémoire de ma chère grand-mère **BENMOUMEN ZAHRA** qu'Allah ait pitié de son âme.*

*- A mon défunt et cher grand -père **LAICHE MOHAMED** qu'Allah ait pitié de son âme.*

*-Mon cher père **Mohamed** pour ses sacrifices, son soutien, ses encouragements et sa confiance en moi.*

*-Ma chère mère **Yamina** pour ses sacrifices, son amour, sa tendresse et ses prières tout au long de mes études .*

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

*-Ames chères sœurs : **Karima, Bakhta , Amina , Henia , houda, Salima ,Racha , Assia , Ibtihel , Khadidja** surtout ma belle tante **Tata** , pour leurs encouragements permanâtes, et leur soutien moral .*

*-A mes chères copines : **Sara , Nariman, Zohra, Fatima zahra, zineb ,habiba, faten, houria, soumia, khouloud** .*

*-A mes chers frères : **Haouari, Zine el dine** .*

-Celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenu tout au long de ce projet : *Morade . Ifyes , Amir*

- toute la famille *LAICHE* et *BAKEL* et mes amis.

- ma binôme *SAIBI ZINEB*

- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis à tous **merci.**

BAKEL ZAHRA.

Dédicaces

Au nom d' Allah

Avec reconnaissance et gratitude, Je dédie ce modeste travail à:

*- mes parents : Mon cher père **MOHAMED** et Ma chère mère **FATNA***

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils n'ont cessé de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

- mes sœurs : Kheira, Bekhta, Rokaya, Hanen , Alia

-mes frères : Belkhir, Abd el hadi, Sami, Anouar, Boularbeh.

-mes neveux et mes nièces surtout Bessema et Zineb.

Celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenu tout au long de ce projet

- toute ma famille Saïbi , et mes amies : Habiba, Faten, Nariman, Sara, Aden, Souhila, Houria, Somia, Khoulod .

*- mon binôme **BAKEL ZAHRA**.*

*- tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet puisse voir le jour, je vous dis à tous **MERCI**.*

SAIBI ZINEB.

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- 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.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- 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, Période.
- S_t : Espacement.

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- P : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment isostatique
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Liste des tableaux

Tableau II-1 : Charges et surcharge du plancher terrasse	12
Tableau II-2 : Charges et surcharge d'étage courant	13
Tableau II-3 : Charges et surcharge du mur extérieur.....	13
Tableau II-4 : Charges et surcharge du balcon	14
Tableau II-5 : Dégression des charges d'exploitation	16
Tableau II-6 : Choix des sections des poteaux.....	19
Tableau II-7 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voile.....	20
Tableau III-1 : Résultats obtenus R.D.C au 09 ^{ème} étages	33
Tableau III-2 : Résultats obtenus (plancher terrasse)	39
Tableau IV-1 : Charges et surcharge du volée de l'escalier	56
Tableau IV-2 : Charge et surcharge du palier de l'escalier	57
Tableau IV-3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière	63
Tableau IV-4 : Poids mort de l'ascenseur.....	67
Tableau IV-5 : Les résultats des moments isostatique des rectangles.....	71
Tableau IV-6 : Les résultats des moments isostatique des rectangle.....	75
Tableau V-1 : Coefficient d'accélération de zone	84
Tableau V-2 : Facteur de qualité	85
Tableau V-3 : Poids de la structure	86
Tableau V-4 : Valeurs de la force sismique total eau	87
Tableau V-5 : Tableau des facteurs de participation massique	87
Tableau V-6 : Les déplacements latéraux inter-étage	89
Tableau V-7 : Vérification les déplacements latéraux inter-étage.....	90
Tableau V-8 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	91
Tableau V-9 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens-y)	91
Tableau V-10 : l'excentricité accidentelle et théorique	92
Tableau VI-1 : Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)	96
Tableau VI-2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)	96
Tableau VI-3 : Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens secondai.....	97

Tableau VI-4 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens secondai	97
Tableau VI-5 : Les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	104
Tableau VI-6 : les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.....	104
Tableau VI-7: les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre.....	104
Tableau VI-8 : Calcul de ferrailage des Poteau	107

Liste des figures

Fig. I. 1 : vue en plan de la structure	2
Fig. I. 2 : la façade de la structure	3
Fig. I. 3 : : éprouvette 16x32.....	5
Fig. I. 4 : évaluation de f_{cj} en fonction de l'âge du béton d'acier.....	6
Fig. I. 5 : Diagramme parabole rectangle des contraintes déformations du béton.....	7
Fig. I.6 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	7
Fig. I.7 : : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	9
Fig II.1 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	12
Fig. II.2 : Plancher étage courant.....	13
Fig. II.3 : La Surface afférente du poteau	16
Fig. III.1 : Plancher à corps creux.....	21
Fig. III.2 : Les différents types des poutrelles	23
Fig. III.3 : Schéma de la 1ere type (la méthode forfaitaire)	27
Fig. III.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).....	28
Fig. III.5 Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1)	28
Fig. III.6 : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire	29
Fig. III.7 : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire	30
Fig. III.8 : : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 2)	32
Fig. III.9 : : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 2).....	32
Fig. III.10 : Section de calcul de la poutrelle.....	34
Fig. III.11 : position de l'axe neutre.....	35
Fig. III.12 : : principe de calcul de la méthode des trois moments.....	36
Fig. III.13 : Type de poutrelle 1.....	37
Fig. III.14 : Dessin de ferrailage des poutrelles.....	43
Fig.IV.1 : Acrotère en béton armé.....	44
Fig.IV.2 : Dimensions de l'acrotère.....	45
Fig.IV.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	48
Fig.IV.4 : Schéma ferrailage de balcon	54

Fig.IV.5: Schéma descriptif d'un escalier	55
Fig.IV.6: Schéma statique de l'escalier	57
Fig.IV.7 Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier	59
Fig. IV. 8 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	62
Fig. IV.9 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	63
Fig. IV. 10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	65
Fig. IV.11 : Schéma d'un ascenseur	66
Fig. IV.12: Schéma d'un ascenseur	69
Fig. IV.13 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	70
Fig. IV.14 : Dessin montrant la concentration des charges	70
Fig. IV.15: Moments de la dalle	72
Fig. IV.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	79
Fig. IV.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	79
Fig. V.1 : Méthode de spectre de réponse	83
Fig V.2 : Translation pur vers (x ;x)	88
Fig V.3 : Translation pur vers (y ;y)	88
Fig V.4 : Rotation vers (z ;z)	89
Fig. VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires	102
Fig. VI.2 : zone nodale	109
Fig. VI.3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux	110
Fig. VII.1 : Schéma des voile + poteaux.....	114
Fig. VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	116
Fig. VII.3 : Disposition du ferrailage du voile.....	117
Fig. VIII- 1 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture	124
Fig. VIII-2 : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.....	125
Fig. VIII-3 : Schéma des armatures de peau	127
Fig. VIII- 4 : Schéma du ferrailage de la nervure.....	128

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

I-1 :Introduction	2
I-2 :Caractéristiques géométriques	2
I-2-1 : Données du site.....	3
I-3 :Différents éléments de la structure.....	3
I-3-1 : Superstructure	3
I-3-2 : L'infrastructure	4
I-4 : Caractéristiques des matériaux	5
I-4-1- 1 :Résistance mécaniques du béton	5
I-4-1-2 : Contrainte limite.....	6
I-4-1- 3 : Module de déformation longitudinale	7
I-4-1-4 :Coefficients de poisson	8
I-4- 2 :Acier	8
I- 5 :Les hypothèses de calcul	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II-1 :Introduction	11
II-2 :Pré-dimensionnement des différents éléments	11
II-2- 1 :Pré-dimensionnement des Planchers.....	11
II-2-1-1 :Planchers à corps creux	11
II-2-2 : Balcon.....	11
II-3 : Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation	12
II -3 -1 : Les planchers.....	12
II-3-1-1 : Planchers terrasse inaccessible.....	12
II-3-1-2 : Planchers étage courant	12
II-3-2 : Mur extérieur (double cloison)	13
II -3-3 : Balcon.....	14
II-4 : Pré dimensionnement des poutres.....	14
II-4 -1 : poutres principales.....	15
II-4- 2 : poutres secondaire.....	15

II-5 : Pré dimensionnement des poteaux	15
II-5- 1 : Loi de dégradation de la surcharge d'exploitation	15
II-5- 2 : La surface afférentes des poteaux	16
II-5- 3 : Les efforts de compression due aux charges permanents NG	17
II-5- 4 : Détermination de la section du poteau (a,b)	17
II-6 : Pré dimensionnement des voiles.....	19
II-6-1 : Pré dimensionnement pour RDC et autre étages.....	19
II -7 : Tableau récapitulatif	19

Chapitre III : Calcul des planchers

III- 1 : Introduction.....	21
III -2 : Pré dimensionnement des poutrelles.....	21
III -3 : Méthode de calcul des poutrelles	22
III- 3- 1 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	22
III- 3- 2 : Principe de calcul	22
III- 3- 3 : Valeur des moments aux appuis	22
III -3- 4 : Efforts tranchants.....	23
III- 4 : Calcul des poutrelles	23
III- 4- 1 : Types des poutrelles	23
III- 4- 2 : Les combinaisons des charges.....	24
III -4- 3 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	24
III- 5 : Calcul des planchers RDC au 9 ^{ème} étages	26
III -5- 1 : Exemple de calcul	26
III- 6 : Calcul des ferrailages des poutrelles a ELU	34
III- 6- 1 : Ferrailage des planchers (RDC au 9 ^{ème} étages)	35
III- 6- 2: Calcul des armatures longitudinales à ELU	35
III -7:Plancher terrasse	36
III -7 -1 : Méthode de calcul	36
III -7 -2 : Exemple de calcul	37
III- 8 : Vérification de l'effort tranchant.....	40
III -8-1 : Contrainte de cisaillement	40
III- 9 : Les armateurs transversales	41
III- 9- 1 : Calcul des espacements	41
III -10 : Vérifications des contraintes à ELS	41
III -11 : Vérifications des flèches	42
III-12 : Ancrages des armatures aux niveaux des planchers terrasse.....	42

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV-1 :L'acrotère	44
IV -1-1 : Définition.....	44
IV-1-2 : Charges sollicitations l'acrotère.....	44
IV-1-2-1: Charge permanente et charge d'exploitation.....	44
IV-1-2-2 : Charge aux états limites.....	45
IV-1-3 : Calcul du ferrailage.....	45
IV-1-3-1 : Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section.....	45
IV-1-3-2 : Vérification de l'existence des armatures comprimées A'	45
IV-1-3-3 : Calcul de la section d'armatures.....	46
IV-1-3-4:Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire.....	46
IV-1-4 : Les vérifications.....	46
IV-1-4 1 : Vérification des contraintes (E.L.S).....	46
IV-1-4-2 : Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	46
IV-1-4-3 : Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\overline{\sigma}_s$	47
IV-1-4-4 : Contrainte de cisaillement.....	47
IV-1-5 : Vérification du ferrailage vis- à – vis au séisme.....	47
IV-2 : Balcon.....	48
IV-2-1 : Définition.....	48
IV-2-2 : Les charges et des sollicitations.....	49
IV-2-3 : Ferrailage.....	50
IV-2-4 : Vérification.....	50
IV-2-4-1 : Condition de non fragilité.....	50
IV-2-4- 2 :Contrainte de cisaillement.....	51
IV-2-4- 3 :Contrainte d'adhérence.....	51
IV-2- 4-4 : La vérification des contraintes à L'E.L.S.....	52
IV-2-4 -1 :Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	52
IV-2-4 -2 :Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_s	52
IV-2-4-3 :Vérification de la flèche.....	52
IV-3 : Les escaliers.....	54
IV-3-1 : Définition.....	54
IV-3-2 : Dimensionnement des marches et contre marches.....	55
IV-3-3 : Descente des charge.....	56

IV-3-4 :Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à L'E.L.U.....	57
IV-3-5 :Ferrailage de l'escalier	59
IV-3-6 :Vérification.....	60
IV-3-7 :Etude de la poutre palière.....	61
IV-3-7-1 :Dimensionnement.....	61
IV-3-7- 2 :Charges supportées par la poutre.....	62
IV-3-8 :Calcul du ferrailage à L'E.L.U.....	63
IV-3-9 :Les vérification.....	63
IV-3-9-1 :Ferrailage des armatures transversales.....	64
IV-3-9-2 : Calcul de flèche.....	64
IV-4 :La cage d'ascenseur.....	65
IV-4-1 :Calcul du poids des composants de l'ascenseur.....	66
IV-4-2 :Calcul dès la charge total q_u	68
IV-4-3 :Vérification de la dalle au poinçonnement.....	69
IV-4-4 :Evaluation des moments dus aux charges concentrées.....	70
IV-4-4-1 :Distances des rectangles.....	70
IV-4-4-2 :Calcul des moments suivant les deux directions	71
IV-4-4-3 :Les moments dus aux charges concentrées	71
IV-4-4-4 :Moments dus aux charges réparties (poids propre).....	72
IV-4-5 :Les moments retenus sont.....	72
IV-4-6 :Calcul du ferrailage de la dalle.....	72
IV-4-6-1 :En travée.....	73
IV-4-6-2 :Sur appuis.....	73
IV-4-6-3 :Section minimale des armatures.....	73
IV-4-6-4 :Choix des aciers.....	74
IV-4-6-5 :Armatures transversal.....	74
IV-4-7 :Vérification à l'E.L.S	75
IV-4-7-1 :Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées	75
IV-4-7-2 :Les moments dus aux charges concentrées	76
IV-4-7-3 :Moments dus aux charges réparties (poids propre).....	76
IV-4-7-4 :Moments dus aux charges réparties (E.L.S)	76
IV-4-7-5 :Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle.....	76
IV-4-7-5-1 :Les moments retenus.....	77
IV-4-7-5-2 :Vérification des contraintes dans le béton.....	77

IV-4-8 :Disposition du ferrailage	78
IV-4-9 :Voile de la cage d'ascenseur.....	78

Chapitre V : Etude sismique

V-1 : Généralités sur les séismes.....	80
V-2 :Introduction.....	80
V-3 :Calcul sismique.....	80
V-3-1 :Analyse statique équivalente.....	80
V-3-2 : Analyse modale spectrale.....	80
V-3-3 : Méthode du calcul.....	81
V-3-4 : Condition à vérifier.....	81
V-4 : Méthode d'analyse modale spectrale.....	82
V-4-1 : Principe de la méthode.....	82
V-4-2 : Spectral de réponse de calcul.....	83
V-4-3 : Calcul de la force sismique totale.....	83
V-5 : Vérification de la période fondamentale.....	86
V-5-1 : Le poids total de la structure.....	86
V-6 : Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$)	86
V-6-1 : Le calcul de la force sismique totale.....	86
V-6-2 : Vérification de la période fondamentale.....	87
V-6-3 : Vérification des facteurs de participation massique.....	87
V-6-4 : Les déplacements latéraux inter- étage	89
V-6-5 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	90
V-6-6 : Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité.....	91

Chapitre VI : Etude des portiques

VI-1 : Etude sous charges verticales et horizontales.....	93
VI-2 : Les combinaisons de calcul	93
VI-3 : Ferrailage des poutres	94
VI- 3-1 : Méthode de calcul	94
VI-3-2 : Les armatures minimales des poutres principales	94
VI- 3-3: Exemple de calcul.....	94
VI-3-3-1 : Poutre de rive (RDC au 9 ^{ème} étage).....	95
VI-3-3-2 : Poutre principale intermédiaire.....	96
VI-3-3-3 : Poutre secondaire rive	97
VI-3-3 4 : Poutre secondaire intermédiaire.....	97

VI-4 : Les vérifications.....	97
VI-4-1:Poutre principale (35x45).....	97
VI-VI-4-2: Vérification des contraintes(ELS).....	98
VI- 4-3 : Poutre secondaire (30x30)	98
VI-4-4 : Vérification des contraintes(ELS).....	98
VI-5 : Vérification de l'effort tranchant	99
VI-5-1 : Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale).....	99
VI- 5-2 : Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)	99
VI-6 : Calcul les armatures transversales	100
VI -6-1: Diamètre des armatures transversales	100
VI -6-2 : Calcul de L'espaceement	100
VI -6-3 : Calcul des crochets	100
VI-6-4 : La longueur de recouvrement	100
VI-7 : Vérification de la flèche.....	100
VI-8 : Ferrailage des poteaux	103
VI-8-1 : Méthode de calcul	103
VI-8-2 : Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	103
VI -8-3 : Exemple de calcul	104
VI-8-3-1 : Poteau (RDC ,1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage).....	104
VI-8 -3 -2 : combinaisons du 2 ^{ème} genre.....	106
VI-9 : Les vérifications	107
VI -9-1 : Vérification de la contrainte de cisaillement	107
VI-9-2 : Calcul des armatures transversales	108
VI-9-2 -1 : Diamètre des armatures transversales.....	108
VI-9-2-2 : Calcul de l'espaceement	108
VI-9-2-3 : Calcul de l'élanement géométrique λ_g	108
VI-9-2-4 : Quantité d'armatures transversales minimales.....	108
VI-9-2-5 : Vérification de la section minimale d'armatures transversales	109
VI-9-2-6 : Détermination de la zone nodale	109
Chapitre VII : Etude des voiles	
VII-1 : Introduction	111
VII-2 : Le système de contreventement	111
VII-2-1 : Conception	111
VII-2-2 : Calcul	111

VII-2-3 : principe de calcul	111
VII-2-3-1 : La méthode de calcul	112
VII-2-3-2 : Armatures verticales	113
VII-2-3-3 : Armatures horizontales	113
VII-2-3-4:Armatures transversales.....	113
VII-3 : Ferrailage des voiles	113
VII-3-1 : Exemple de calcul.....	113
VII-3-2 : Détermination des contraintes.....	114
VII-3-3 : Calcul des armatures verticales.....	114
VII-3-4 : Calcul des armatures horizontales.....	115
VII-3-5 : Calcul des armatures transversales.....	115
VII-3-6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	115
VII-4 : Disposition des armatures.....	115
VII-4-1 : Armatures verticales.....	115
VII-4-2:Armatures horizontales.....	116
VII-4-3:Armatures transversales	116

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

VIII-1 : Calcul des fondations	118
VIII-1-1 : Introduction.....	118
VIII-1-2 : Choix du type de fondation.....	118
VIII-1-3 : Définition du radier.....	119
VIII-1-4 : Pré dimensionnement du radier.....	119
VIII-4-1 : Calcul du radier.....	119
VIII-4-2 : Poids supporté par le radier.....	119
VIII-4-2-1 : Combinaison d'actions.....	119
VIII-4-2-2 : Surface du radier.....	119
VIII-4-2-3 : Calcul de l'épaisseur du radier.....	120
VIII-1-5 : Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	120
VIII-1-5-1 : Vérification des contraintes.....	120
VIII-1-5-2 : La longueur élastique.....	121
VIII-1-6 : Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	121
VIII-1-7 : Ferrailage du radier.....	121
VIII-1-7-1 : Ferrailage des dalles.....	121
VIII-1-7-2 : Exemple de calcul	122

VIII-1-7-2-1 : En travée.....	122
VIII-1-7-2-2 : En appuis.....	123
VIII-2 : Ferrailage des poutres de libages.....	123
VIII-2-1 : Sens longitudinal(y).....	124
VIII-2-1-1 : Calcul Q'.....	124
VIII-2-1-2 : Calcul du ferrailage.....	124
VIII-2-2 : Sens transversal(x).....	125
VIII-2-2-1 : Calcul de Q'.....	125
VIII-2-2-2 : Calcul du ferrailage.....	125
VIII-3 : Armature de peau :.....	126
VIII-3-1 : Les vérification	127
VIII-3-1-1 : Contrainte de cisaillement :.....	127
VIII-3-1-2 : Armatures transversales :.....	127
VIII-3-1-3 : Espacement :.....	127
Conclusion Générale	129

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité des bâtiments.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

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

Notre Projet du mémoire de Fin d'Etude consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé en R+9 à usage multiple (habitation et commercial). Le rez-de-chaussée est à usage commercial et les neuf (09) étages restants sont à usage d'habitation, La structure du bâtiment est contreventée par un système mixte (murs voiles et portiques).

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique.

Le présent mémoire est structuré comme suit :

- Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;
- Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et hypothèse the calcul

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I-Introduction :

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'un bâtiment de neuf (09) étages en béton armé et à usage multiple (habitation et commercial) située à TIARET, qui est classée en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).

I-1-Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan-----**28,60 m.**

Largeur en plan-----**18,50 m.**

Hauteur du RDC-----**03,06 m.**

Hauteur étage courant -----**03,06 m.**

Hauteur totale-----**30,60m.**

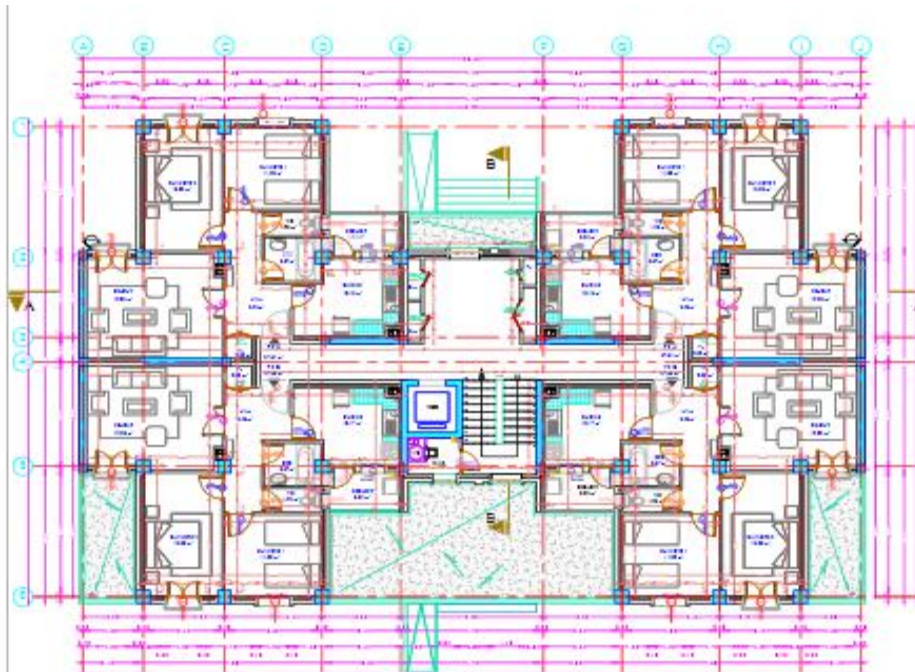


Figure I.1 : vue en plan de la structure

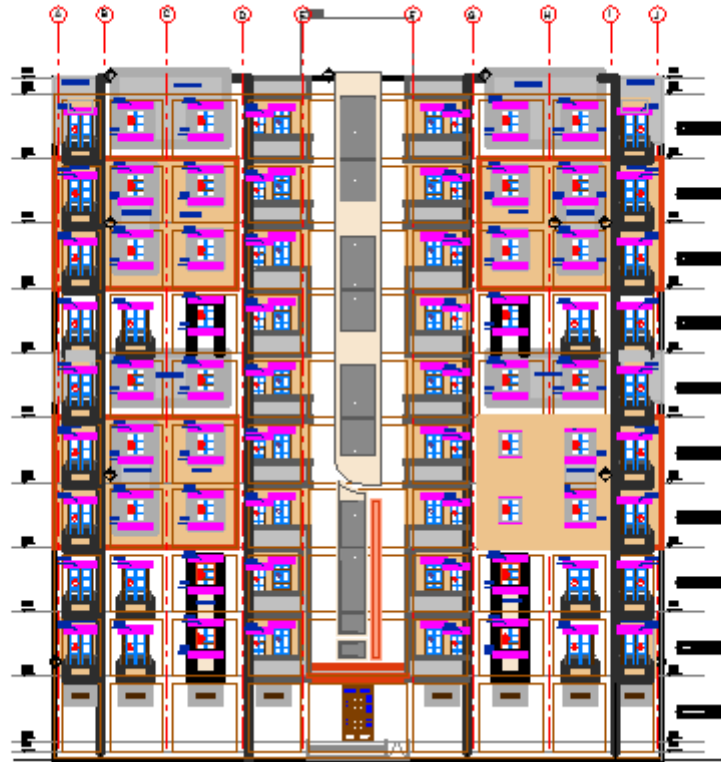


Figure I.2 : La façade de la structure

1-2-Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

✓ Le site est considéré comme site d'agressivité modérée.

I-2-Différents éléments de la structure :

2-1-Superstructure :

a) Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique. Il y a deux types de Plancher dans notre bâtiment :

Plancher à corps creux pour RDC et les étages courants.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

Plancher en dalle pleine pour la dalle de l'ascenseur et pour les balcons.

b) Les contreventements :

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

c) Maçonneries :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

d) Escalier :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entre étages. Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier multi volets droit perpendiculaires entre elles.

e) Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

f) Revêtement :

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

g) Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses :Terrasse inaccessible.

2-2-L'infrastructure :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 1.5$ bars pour un ancrage $D = 2,5$ m
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc S_3 .

I-4- Caractéristique des matériaux :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable (dg ≤ 5 mm) ;
- 800 l de gravillon (dg ≤ 25 mm) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2,50t/m³

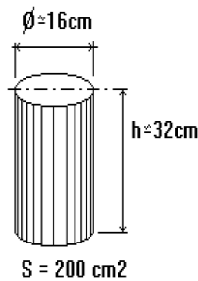


Figure I.3: éprouvette 16x32

4-1-1- Résistances mécaniques du béton :

1. a - Résistance à la compression: La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

1. b- Résistance à la traction :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{c28})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

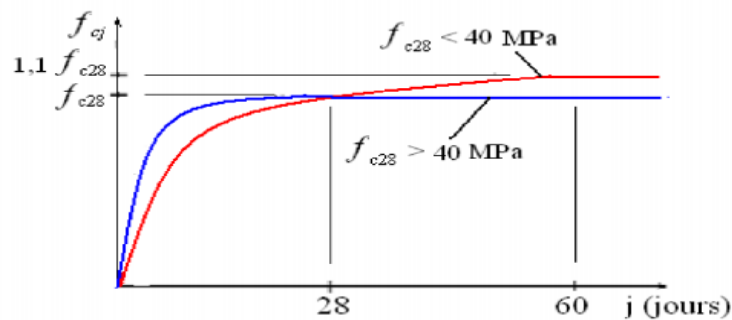


Figure I.4:évaluation de $f_{c,j}$ en fonction de l'âge du béton

4-1-2 Contrainte limite :

2. a-État limite ultime (ELU) :

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{c,j} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{c,j}) \text{ ‰} & \text{si } f_{c,j} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

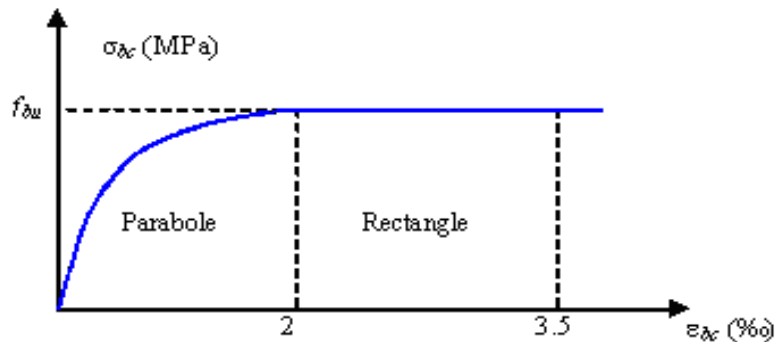


Fig I.5: Diagramme parabolite rectangle des Contraintes Déformations du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

3. b- Etat limite de service (ELS) :

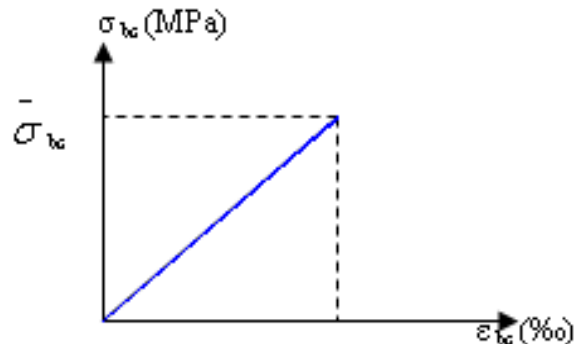


Fig. I.6: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

4-1-3 Modules de déformation longitudinale:

a) Module de déformation instantanée :(CBA 93[ART 2.1.1.2])

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée: (CBA 93[ART 2.1.1.2])

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

4-1-4- Coefficients de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $\rightarrow G = 13401,75$

4-2-Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 8$ mm pour le dalle.

a) Limites élastiques :

Ronds lisses	{	FeE215.....fe = 215 MPa
		FeE235.....fe = 235 MPa
Haute adhérence	{	FeE400.....fe = 400 MPa
		FeE500.....fe = 500 MPa

b) Contrainte de calcul :

b. 1- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation

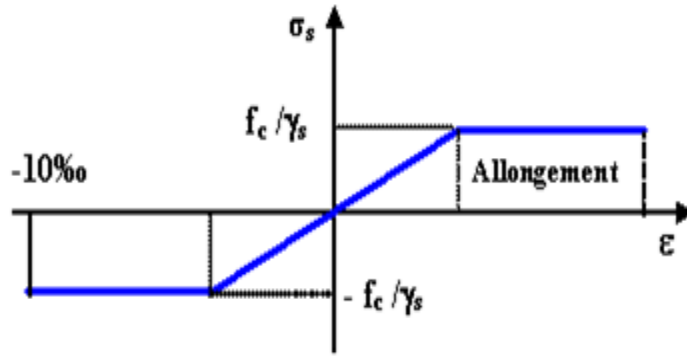


Fig. I.7: Diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma_s R$: Coefficient de sécurité.

$\gamma_s R = 1 \rightarrow$ Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s R = 1.15 \rightarrow$ Cas de situations durable ou transitoire.

b. 2-Etat limite de service :

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

Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \min\left(f_e \times 2/3 , 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min\left(f_e / 2 , 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

5-Les hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1-Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance.

II.2-Pré-dimensionnement des différents éléments :

II.2.1- Pré dimensionnement des planchers :

1.1-Planchers à corps creux :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{305}{22,5} = 13,55 \text{ cm}$$

ht: Hauteur totale du plancher

Avec :

L:Portéemaximale de la poutrelle entre nus

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

On adopte un plancher à corps creux de hauteur ***ht* = 20 cm**, soit un plancher **(16+4) cm**.

2-2-Balcons :

A partir du RDC, notre bâtiment contient une partie qui dépasse les limites des poteaux de rives, donc cette partie doit être faite sur la base qu'elle est une console.

Ces consoles sont constitués d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{30}$$

Avec : ***L*_{max} = 1,40 m**

$$e > \frac{140}{30} = 4.76 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm**

II.3-Evaluation des charges et des surcharges :

3.1-Les planchers :

1.1-plancher terrasse inaccessible :

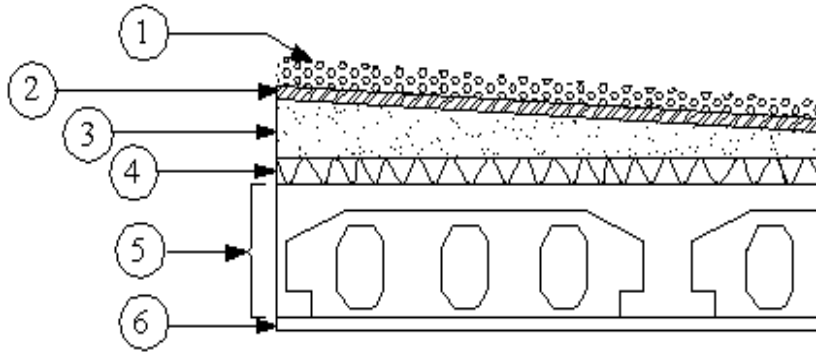


Fig II.1 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse

Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons roulé	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Chappe flottante asphalte	2,6	0,50
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher à corps creux	16+4	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G		5,68
Q Terrasse inaccessible		1

1-2-plancher étage courants :

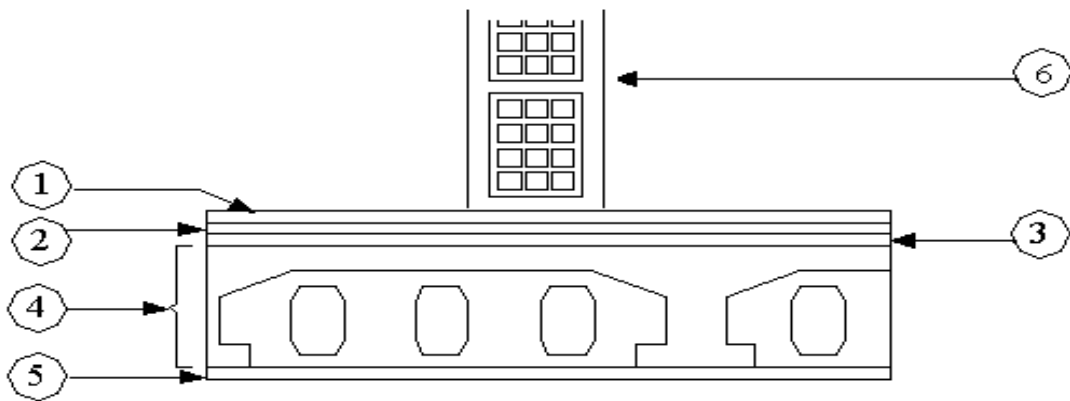


Fig. II.2: Plancher étage courant

Tableau II. 2 : Charges et surcharge des étages courants

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher à corps creux	16+4	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G		5,04
Q		
Etage courant		1.5

3.2-Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II. 3: Charges et surcharge du mur extérieure

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Brique creuses	0,15	1,30
Brique creuses	0,10	0,90
mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
G (RDC, au 09^{eme} étage)		2,52

-Remarque :

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,52 = 1,764 \text{Kn/m}^2$$

3.3-Balcons:

Tableau II. 4: Charges et surcharge du balcon

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,36
Enduit en ciment	0,015	0,27
G (RDC au 09 ^{ème} étage)		5,18
Q		3,5

II-4-Pré dimensionnement des poutres :

Selon le B.A.E.L. 91 et selon R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d \leq b \leq 0,8d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{cases}$$

h_t : hauteur de la poutre ; b : largeur de la poutre de portée entre axe de la poutre.

d : hauteur utile ; L : la plus grande portée.

4.1-Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{\max} = 500 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 33,33 \text{ cm} \leq b \leq 50 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 16,2 \text{ cm} \leq b \leq 32,4 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 35 \geq 20 & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,28 < 4 & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (35 X 45) cm² comme section des poutres principales

4.2-Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{\max} = 520 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 34,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 52 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 21,8 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \geq 30 & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 4 & \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (30 X 30) cm² comme section des poutres secondaires

II-5-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas.

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d’exploitations.

5.1- Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

Sous terrasse Q0

Sous étage 1 Q0 + Q1.

Sous étage 2 Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).

Sous étage 3 Q0 + 0,90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous étage 4 Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).

Sous étage n Q0 + $\frac{3+n}{2n}$ (Q1 + Q2 + ... + Qn) Pour n ≥ 5

Tableau II. 5 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
09	$N_{q0}=1,00$	1,00
08	$N_{q1}=q_0+q_1$	2,50
07	$N_{q2}=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
06	$N_{q3}=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
05	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
04	$N_{q5}=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
03	$N_{q6}=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
02	$N_{q7}=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,45
01	$N_{q8}=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,28
RDC	$N_{q9}=q_0+0,67 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10,04

5.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

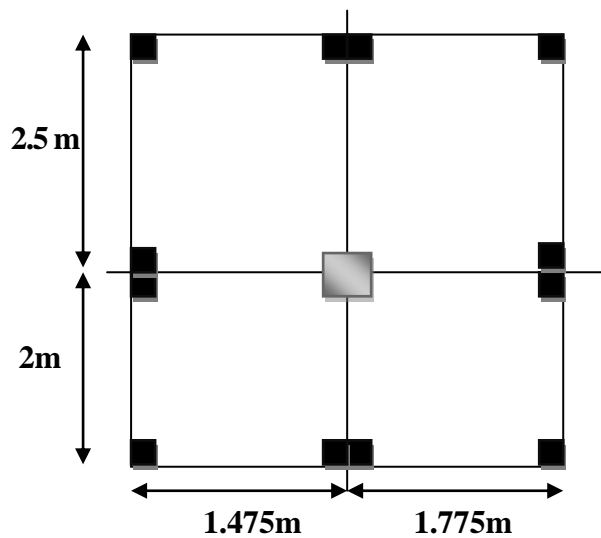


Fig. II. 3 : La Surface afférente du poteau

$$S = (2,5+2) \times (1,475+1,775)$$

$$S = 14,625 \text{ m}^2$$

5.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{terrasse} = (5,68) \times 14,625 = 83,07 \text{ KN}$$

$$G(RDC, E. courant) = (5,04) \times 9 \times 14,625 = 663,39 \text{ KN}$$

$$G_{total} = 9 \times G(RDC, E. courant) + G_{terrasse} \times S = 746,46 \text{ KN}$$

$$Q = 10,04 \times 14,625 = 146,89 \text{ KN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 746,46 = 821,106 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \times 146,89 = 161,89 \text{ KN}$$

$$N_u = (1,35 \times 821,106) + (1,5 \times 161,89) = 1351,32 \text{ KN}$$

5.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

4.1-Détermination de "a" :

-Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$ $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ $B = a.b$ $I = \frac{b.a^3}{12}$ $i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$	Avec :	{	<p>L_f : Longueur de flambement</p> <p>i : Rayon de giration</p> <p>B : Section des poteaux</p> <p>λ : L'élanement du poteau</p> <p>I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement</p>
---	--------	---	---

$$\text{On a: } L_0 = 3,06\text{m}; L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289,50} = 14,82\text{cm}$$

On prend : **a = 50cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 214,2/14.45 = 14,82 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.2-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Br = (a - 2)(b - 2)cm^2$$

Br : Section réduite

$$Br = (50 - 2) \times (b - 2) = 48 \times (b - 2) cm^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% Br \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{Zone (Ia)}$$

$$A_s = 0,7\% [48(b - 2)] = 0,336(b - 2) cm^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289.50} = 14,82 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0,2\left(\frac{14,82}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$f_{c28} = 25MPa ; Fe = 400MPa ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{48(b - 2)25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,336(b - 2) \cdot 400}{1,15 \cdot 10} \right]$$

$$1351,32 \leq \frac{0.82(15614,4b - 31228,8)}{155,25} \rightarrow \leq 1351,32 = 82,47b - 164,94 \rightarrow b$$

$$\geq \frac{1516,26}{82,47} = 18,38cm.$$

On prend : b = 50 cm

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_c}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.3-Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale)**Tableau II. 6 : Choix des sections des poteaux**

Niveau	(a x b) cm ²
9	(40 x 40)
8	(40 x 40)
7	(40x 40)
6	(45 x 45)
5	(45 x 45)
4	(45 x 45)
3	(45 x 45)
2	(50 x 50)
1	(50 x 50)
RDC	(50 x 50)

II-6- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

6.1-Pré-dimensionnement :**-Pour RDC, et autre étages:**

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,90 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

II-7-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX**Tableau II. 7: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles**

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
R.D.C.	50 X 50	35 X 45	30 X 30	20
01	50 X 50	35 X 45	30 X 30	20
02	50 X 50	35 X 45	30 X 30	20
03	45 X 45	35 X 45	30 X 30	20
04	45 X 45	35 X 45	30 X 30	20
05	45 X 45	35 X 45	30 X 30	20
06	45 X 45	35 X 45	30 X 30	20
07	40 X 40	35 X 45	30 X 30	20
08	40 X 40	35 X 45	30 X 30	20
09	40 X 40	35 X 45	30 X 30	20
Terrasse	/	35 X 45	30 X 30	/

CHAPITRE III

Calcul des planchers

III-1-Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance :** les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

Comme notre projet est ausage d'habitation , on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous.

Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III-2- Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

La hauteur du plancher est **20cm** soit **(16+4) cm**

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : **$h_t=20 \text{ cm}$** soit**(16+4)**

Épaisseur de la nervure : **$h_0=4 \text{ cm}$**

Largeur de la dalle de compression: **$b_0=12 \text{ cm}$**

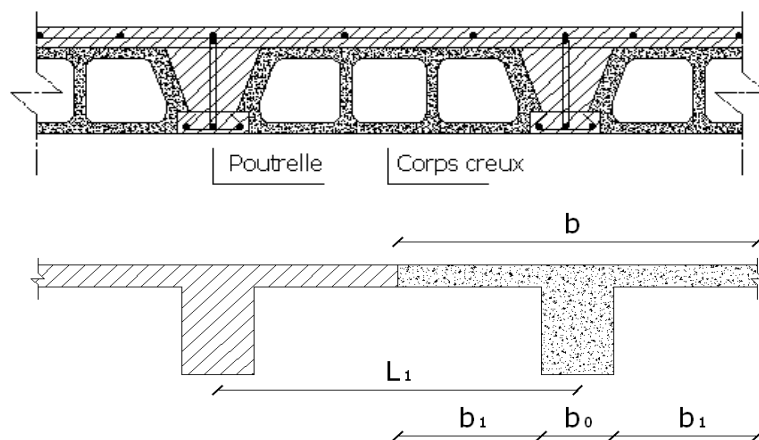


Figure III.1 Plancher à corps creux

Choix de b_1 : le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{305}{10} = 30,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

III-3-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

3-1-Les conditions d’application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

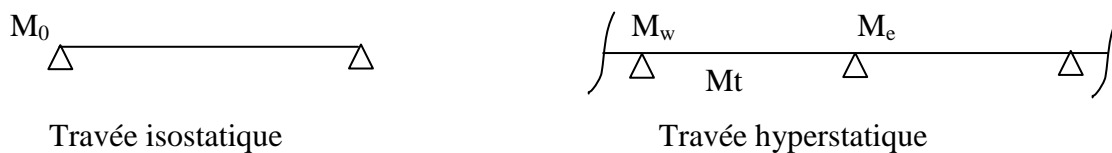
1. La charge d’exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

3-2-Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l’appui gauche de la travée

M_e : moment sur l’appui droit de la travée

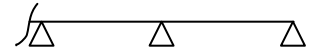
α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d’exploitation à la somme des G et Q.

3-3-Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

- Cas de deux travées : $0,3 M_0 \qquad 0,6M_0 \qquad 0,3 M_0$
△ ————— △ ————— △
- Cas de trois travées : $0,5M_0 \qquad 0,4M_0 \qquad 0,4M_0 \qquad 0,5 M_0$
△ ————— △ ————— △ ————— △

- Cas de plus de trois travées : $0,5M_0 \quad 0,4M_0 \quad 0,4M_0 \quad 0,5M_0$



3-4-Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

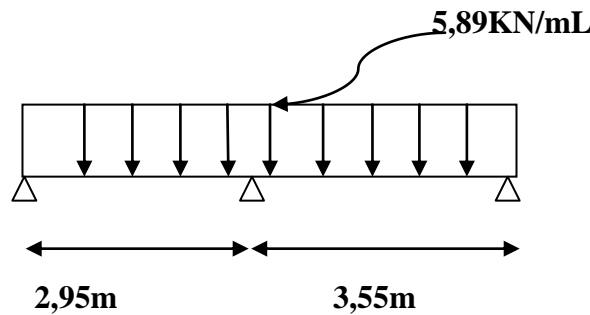
- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

III -4-Calcul des poutrelles :

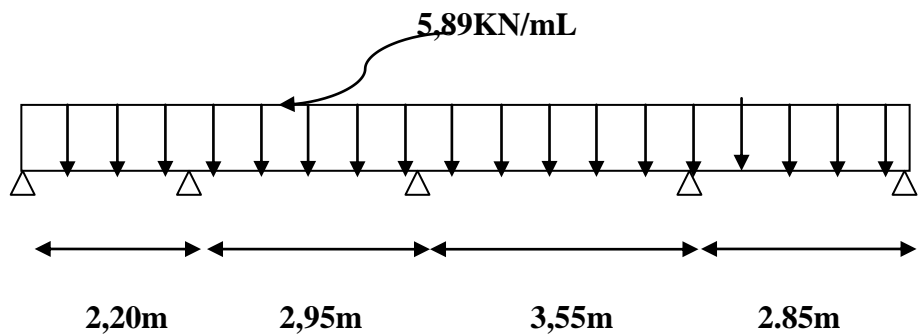
4-1-Type de poutrelles :

Notre construction comporte trois types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type1 :



Type2 :



Type 3 :

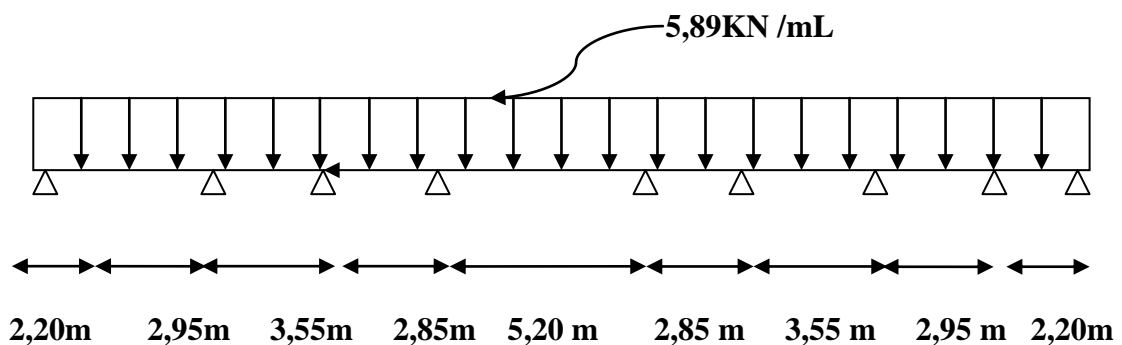


Fig. III. 2 : Les différents types des poutrelles

4-2-Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /mL

2-a-Plancher RDC ; 1^{er} au 09^{ème} étages :

$$\begin{cases} G = 5,04 \times 0,65 = 3,276 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,89 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,25 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

2-b-Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,0 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,95 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,34 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

4-3-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- a- **Plancher RDC ; 1^{er} au 09^{ème} étages :** $G = 5,04 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.
- b- **Plancher terrasse :** $G = 5,68 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12,56 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.

2- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{Cet}$).....condition vérifiée.

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du RDC ; 1^{er} au 09^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable condition non vérifiée.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments.

4- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$condition non vérifiée.

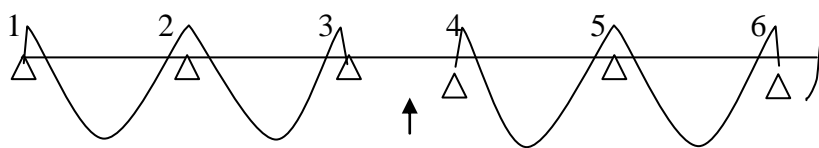
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait ; on utilise la méthode forfaitaire modifiée pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

-Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25, il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a-Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées : (travée intermédiaire)



Travée particulière

$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023})$$

$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

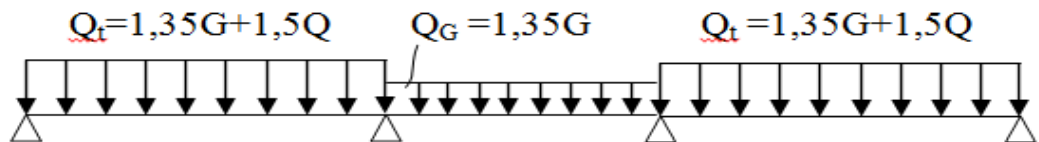
$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056})$$

b-Calcul des moments de la travée particulière :

b-1-Le moment minimal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment $M_{t_{34min}}$, on considère le chargement suivant :



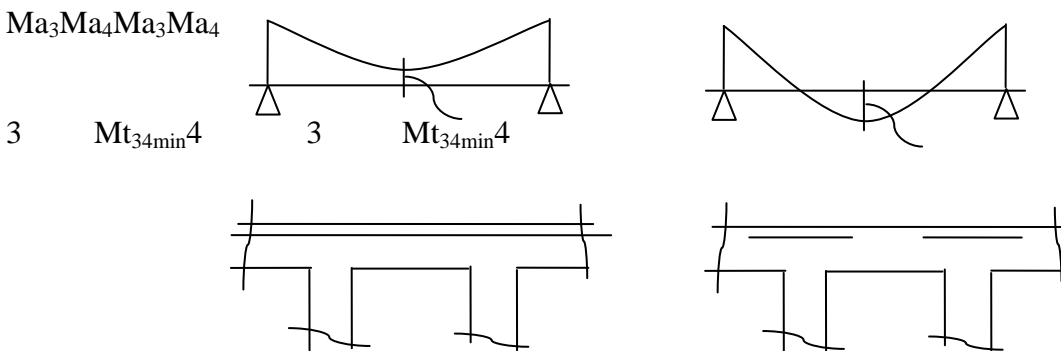
23 travée particulière 4 5

Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

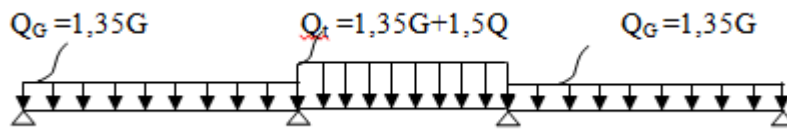
Le moment $M_{t_{34min}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur : $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes :



b-2- Le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment $M_{t_{34max}}$, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue) :

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment M_{t34max} est évalué en remplaçant x par la valeur :

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

Avec: $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$M'a_3 = 0,4 \min (M_{023}, M_{034})$

$M'a_4 = 0,4 \min (M_{034}, M_{045})$

$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2/8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2/8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2/8$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$

c- Cas ou la travée particulière est une travée de rive :

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

III .5-Calcul des Planchers R.D.C au 09^{eme} étages :

calcul se fait à l'E.L.U

$0,8 \leq \frac{2,20}{2,95} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,74 \leq 1,25$ condition non vérifiée.

$0,8 \leq \frac{2,95}{3,55} \leq 1,25 \rightarrow 1,06 < 1,5$ condition vérifiée.

$0,8 \leq \frac{3,55}{2,85} \leq 1,25 \rightarrow 1,34 > 1,25$ condition non vérifiée.

4- Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

5-1-Exemple de calcul :

Plancher RDC & étage courants :

1^{er} Type :

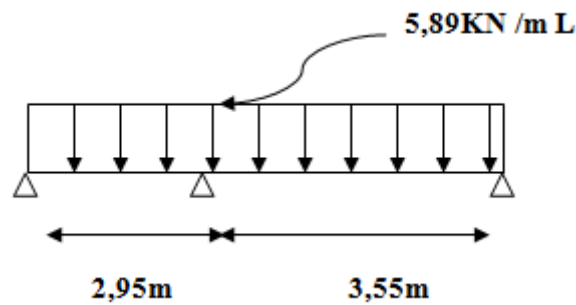


Figure III.3 : Schéma de la 1ere type (la méthode forfaitaire)

Sollicitation :

- $qu = 5,89 \text{ KN/mL}$
- $\alpha = Q / (Q+G) = 0,22$
- $(1 + 0,3 \alpha)/2 = 0,533$ (travée intermédiaire)
- $(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,633$ (travée de rive).

Moments fléchissant (isostatiques) :

$$M_{AB} = Q_t.L^2/8 = 6,4\text{KN.m}$$

$$M_{BC} = Q_t.L^2/8 = 9,27\text{KN.m}$$

Moments En appuis:

En appui (A) : $M_A = 0,2 M_0 = 1,28\text{KN.m}$

En appui (B) : $M_B = 0,6M_0 = 5,56\text{KN.m}$

En appui (C) : $M_C = 0,2 M_0 = 1,85\text{KN.m}$

Moments En travées : (travée de rive)

$$\text{Travée (A-B)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,06.M_0 - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,40\text{KN.m} \\ M_T \geq 0,633M_0 = 4,05\text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(AB)} = 4,05\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (B-C)} \left\{ \begin{array}{l} M_T \geq 1,06.M_0 - \frac{M_B + M_C}{2} = 6,71\text{KN.m} \\ M_T \geq 0,633.M_0 = 5,86\text{KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{(BC)} = 6,71\text{KN.m}$$

Efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\begin{cases} Tw = \frac{M_i - M_{i+1}}{Li} + q_u \frac{Li}{2} \\ Te = \frac{M_i - M_{i+1}}{Li} - q_u \frac{Li}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} Tw : \text{effort tranchant a droit} \\ Te : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} Tw = \frac{1,28 - 5,56}{2,95} + 5,89 \frac{2,95}{2} = 7,23 \text{KN} \\ Te = \frac{1,28 - 5,56}{2,95} - 5,89 \frac{2,95}{2} = -10,13 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (B-C)} \begin{cases} Tw = \frac{5,56 - 1,85}{3,55} + 5,89 \frac{3,55}{2} = 12,90 \text{KN} \\ Te = \frac{5,56 - 1,85}{3,55} - 5,89 \frac{3,55}{2} = -10,56 \text{KN} \end{cases}$$

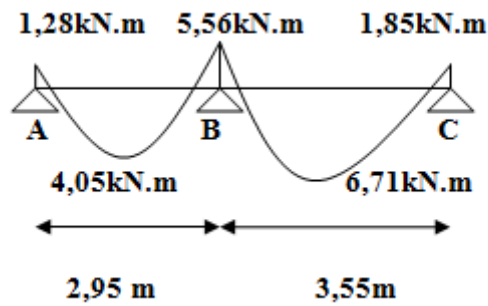


Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 1).

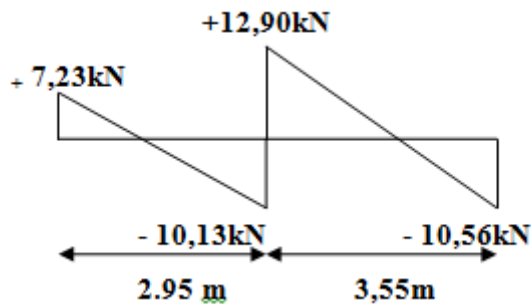


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 1).

Type 02 :

1. Cas des charges minimales sur la travée DE : : (forfaitairemodifiée)

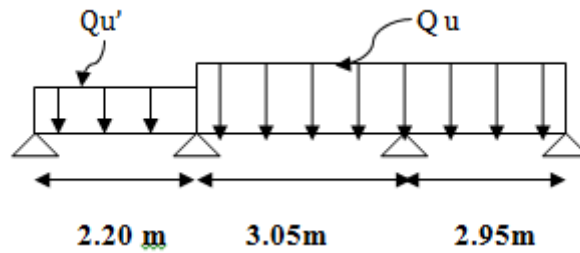


Figure III.6 : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire

déchargée : $\begin{cases} Q_u' = 4,42 \text{ kN/ml} \\ Q_u = 5,89 \text{ kN/ml} \end{cases}$

Moment isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,42 \times 2,2^2}{8} = 2,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,89 \times 2,95^2}{8} = 6,40 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,55^2}{8} = 9,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{5,89 \times 2,85^2}{8} = 5,89 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 0,53 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 3,2 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée particulière AB :**

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q'_u \times l_{AB}} = \frac{2,2}{2} + \frac{0,53 - 3,2}{4,42 \times 2,2} = 0,82 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{t \min(x)} &= \frac{Q'_u \times (l_{AB} - X)}{2} - M_A \left(\frac{1 - X}{l_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{X}{l_{AB}} \right) \\ &= \frac{4,42 \times (2,2 - 0,82)}{2} - 0,53 \left(\frac{1 - 0,82}{2,2} \right) - 3,2 \left(\frac{0,82}{2,2} \right) = 1,81 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2. Cas des charges maximales sur la travée DE :

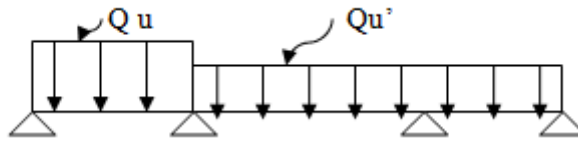


Figure III.7 : Schéma du cas particulier de la méthode forfaitaire

Chargeé: $\begin{cases} Qu = 5,89 \text{ KN/ml} \\ Qu' = 4,42 \text{ kN/ml} \end{cases}$

- **Moment isostatique :**

$$M_{0AB} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{5,89 \times 2,20^2}{8} = 3,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,42 \times 2,95^2}{8} = 4,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q'_u \times l^2}{8} = \frac{4,42 \times 3,55^2}{8} = 6,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{4,42 \times 2,85^2}{8} = 4,48 \text{ kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 7,71 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 2,4 \text{ kN.m}$$

a-Moment en travée particulière AB ($M_{t \min}$)

$$X = \frac{l_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{Qu \times l_{AB}} = \frac{2,20}{2} + \frac{7,71 - 2,4}{5,89 \times 2,20} = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{t \max(x)} = \frac{Qu \times (l_{AB} - X)}{2} - M_A \left(\frac{1 - X}{l_{AB}} \right) - M_B \left(\frac{X}{l_{AB}} \right)$$

$$= \frac{5,89 \times (2,20 - 1,48)}{2} - 7,71 \left(\frac{1 - 1,48}{2,20} \right) - 2,4 \left(\frac{1,48}{2,20} \right) = 2,18 \text{ kN.m}$$

b-Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire :

-Sollicitation à l'E.L.U :

- $qu = (1,35G + 1,5Q).0,65 = 5,89 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q/(G + Q) = 0,97/(3,29 + 0,97) = 0,22$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,06
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,633$ (travée de rive).

- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,533$ (travée intermédiaire).

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(Mw+Me)/2]. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(Mw + Me)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

b-1-Moment isostatique :

$$M_{0BC} = Qu \cdot L^2 / 8 = 5,89 (2,95)^2 / 8 = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Qu \cdot L^2 / 8 = 5,89 (3,55)^2 / 8 = 9,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Qu \cdot L^2 / 8 = 5,89 (2,85)^2 / 8 = 5,98 \text{ KN.m}$$

b-2-Moments sur appuis :

$$M_B = 0,5M_{0BC} = 3,2 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{0BC}, M_{0CD}) = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_{0CD}, M_{0DE}) = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_{0DE} = 1,2 \text{ KN.m}$$

b-3-Moment en travée :

- **Travée(BC) travée intermédiaire :**

$$\begin{aligned} 1) M_t^{BC} &\geq 1,06 \cdot 6,4 - (3,2 + 3,71)/2 = 10,24 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} &\geq 0,533 \cdot M_{0BC} = 0,53 \cdot 6,4 = 3,41 \text{ KN.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) M_t^{BC} \\ 2) M_t^{BC} \end{aligned}} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 10,24 \text{ KN.m}$$

- **Travée(CD) travée intermédiaire :**

$$\begin{aligned} 1) M_t^{CD} &\geq 1,06 \cdot 9,27 - (3,71 + 4,64)/2 = 5,65 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} &\geq M_{0BC} = 0,533 \cdot 9,27 = 4,94 \text{ KN.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) M_t^{CD} \\ 2) M_t^{CD} \end{aligned}} \right\} \text{ on prend: } M_t^{CD} = 5,65 \text{ KN.m}$$

- **Travée(DE) travée de rive :**

$$\begin{aligned} 1) M_t^{DE} &\geq 1,06 \cdot 5,98 - (4,64 + 1,2)/2 = 3,41 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{DE} &\geq 0,633 \cdot 5,98 \cdot M_{0DE} = 0,53 \cdot 6,4 = 3,79 \text{ KN.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) M_t^{DE} \\ 2) M_t^{DE} \end{aligned}} \right\} \text{ on prend: } M_t^{DE} = 3,79 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = (Mw - Me)/L + Qu \cdot L/2 \\ T_e = (Mw - Me)/L - Qu \cdot L/2 \end{cases}$$

- **Travée (AB) :**

$$\text{Min : } \begin{cases} T_w = \frac{0,53 - 3,2}{2,20} + 4,42 \frac{2,20}{2} = 3,65 \text{ KN} \\ T_e = \frac{0,53 - 3,2}{2,20} - 4,42 \frac{2,20}{2} = -6,7 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Max : } \begin{cases} T_w = \frac{7,71 - 2,4}{2,2} + 5,89 \frac{2,2}{2} = 9,9 \text{ KN} \\ T_e = \frac{7,71 - 2,4}{2,2} - 5,89 \frac{2,2}{2} = -4,05 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (BC) :**

$$\begin{cases} T_w = (3,2 - 3,71) / 2,95 + 5,89 \cdot 2,95 / 2 = 8,51 \text{ KN} \\ T_e = (3,2 - 3,71) / 2,95 - 5,89 \cdot 2,95 / 2 = -8,86 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (CD) :**

$$\begin{cases} T_w = (3,71 - 4,64) / 3,55 + 5,89 \cdot 3,55 / 2 = 10,20 \text{ KN} \\ T_e = (3,71 - 4,64) / 3,55 - 5,89 \cdot 3,55 / 2 = -10,71 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée (DE) :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{4,64 - 1,2}{2,85} + \frac{5,89 \cdot 3,05}{2} = 10,18 \text{ KN} \\ T_e = (4,64 - 1,2) / 2,85 - 5,89 \cdot 3,05 / 2 = -7,77 \text{ KN} \end{cases}$$

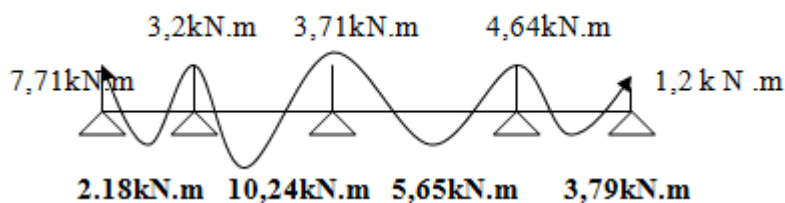


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U (poutrelle type 2).

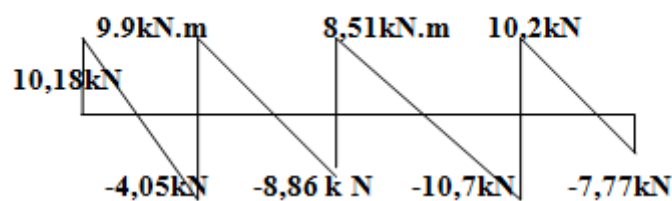


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.U (poutrelle type 2).

Tableau III. 1 : Résultats obtenus R.D.C au 09^{ème} étages :

Type de Poutre lle	Trav ée	L(m)		E.L.U						E.L.S			
				M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
Type 01	A-B	2,95		6,4	4,05	1,28	5,56	7,23	1 0,2 3	4,62	2,92	0,92	4,02
	B-C	3,05		9,27	6,71	5,56	1,85	12,90	10,56	6,7	4,42	4, 02	1,34
Type 02	A-B	2,2	Min	2,67	1,81	0,53	3,2	3,65	6,7	1,98	0,74	0,40	2,31
			Max	3,56	2,18	7,71	2,4	9,9	4,05	2,57	1,46	0,51	1,78
	B-C	2,95		6,4	6,68	3,2	3,93	8,51	8,86	4,62	2,46	2,31	2,8
	C-D	3.55		9.28	10.56	3.2	3.93	8.51	8.86	4.62	2.46	2.31	2.8
	D-E	2.85		6	10.56	3.93	4.64	10.20	10.70	7	4.27	2.8	3.5
	Type 03	A-B	2,2 0	Min	2,67	0,97	0,53	3,20	3,64	6,05	1,98	0,75	0,4
Max				3.56	2.05	0 .71	2 .4	5.71	7.24	2.57	1 .46	0.51	1.78
B-C		2.95		4.64	6.68	3.2	3.93	8.44	8.93	4.62	2.46	2.31	2.8
C-D		3 .55		9.28	10.56	3.93	4.64	13.07	7.83	7	4.27	2.8	3.5
D-E		2.85		6	3.44	4.64	1.2	9.6	7.18	4.32	2.4	3.5	0.86
E-F		5.2	Min	14.93	8.96	5.97	5.97	11.05	11.05	11.08	6.78	4.3	4 .3
			Max	19.90	12	7.96	7.96	15.31	15.31	14.36	8.63	5.74	5.74
F-G		2.8 5	Min	4 .48	1.09	7.96	3.71	7.70	4.90	3.30	0.7	5.70	2.68
			Max	6	6.71	5.97	2.78	9.88	6 .90	4.32	1.45	4.43	2.07
G-H		3.55		9.28	6.12	3.71	3.71	10.45	10.45	6.70	3.60	2.68	2.68
H-I		2.95		6.4	3.41	2.56	3.2	6.10	6.42	5.62	2.82	6.10	6.42
I-J		2.2 0	Min	2.67	0.94	3.20	0.53	6.07	3.65	1.98	0.23	2.31	0.4
	Max		3.56	2 .05	2.4	0.71	7.61	5.35	2.57	2.44	1.79	0.51	

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 12 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,96 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15,31 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 8,63 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 5,74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III-6-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

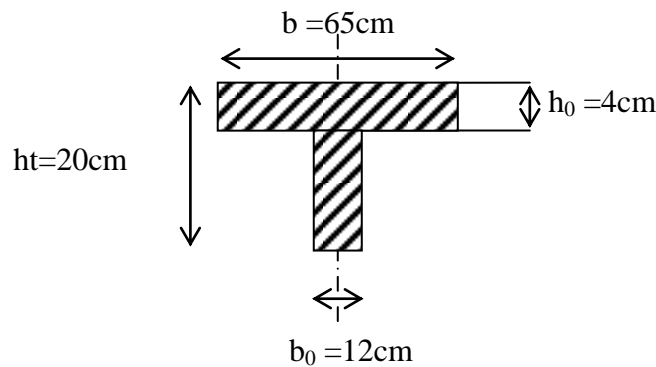


Fig.III.10 : Section de calcul de la poutrelle

Données :

- Largeur de la section en $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la section $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18,00 \text{ cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.
-

6-1-Planchers (RDC au 09^{ème} étages :

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 12 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,96 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15,31 \text{ KN} \end{cases}$$

6-2-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{max}} = 12 \text{ KN.m} < 58,94 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t_{max}} = 12 \text{ KN.m}$$

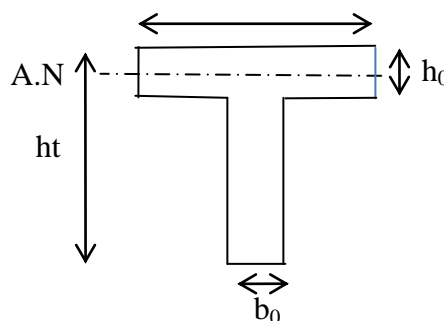


Fig. III. 11 : position de l'axe neutre

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,04 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,980$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 18 \cdot 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- **En Travée :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

• Sur appuis :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 24) cm²

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,96 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,144 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,144 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,922$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,96 \cdot 10^3}{0,922 \cdot 18 \cdot 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T12+1T10 = 1,92 cm

III-7-Plancher terrasse :

7-1-Méthode de calcul :

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

Principe de calcul de la méthode des trois moments :

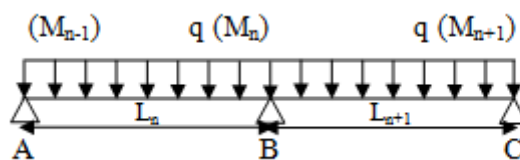
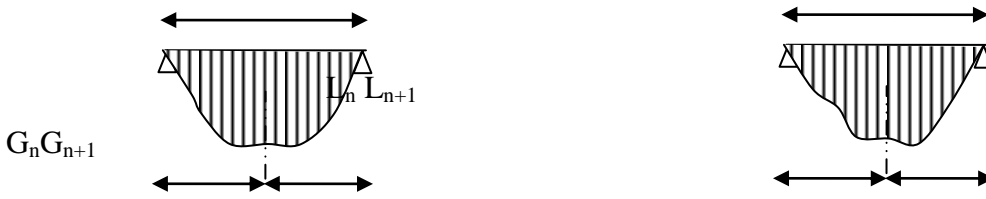


Fig. III. 12 : principe de calcul de la méthode des trois moments.

M_n , M_{n-1} , M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, (θ ' = θ ").....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q,q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



$a_n b_n$
 $a_{n+1} b_{n+1}$

G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquée sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

7-2-Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 2 travées) :

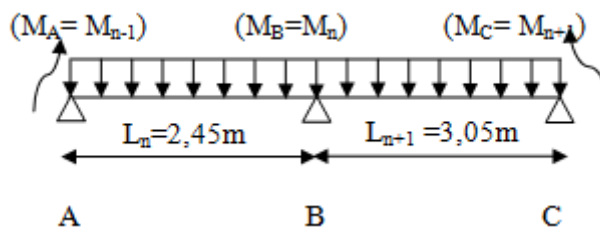


Fig. III.13 : Type de poutrelle 1

Le calcul se fait selon la formule :(1)

$$Q = 6,48 \text{ KN/m}$$

Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,475 \text{ m}$$

$$S_n = (2/3) \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 2,95 \cdot 6,47 = 12,72 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 9,37KN.m$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,775m$$

$$S_{n+1} = (2/3).L_{n+1} . M_{0BC} = 2/3.3,55.9,37 = 22,17m^2$$

$$\text{Donc à partir de l'équation (1) on a : } 2,95MA + 2(6,5)MB + 3,55MC = -104,67$$

Avec :

$$M_A = -0,2.M_{0AB} = -1,294KN.m$$

$$MB = -7,25 KN.m$$

$$M_C = -0,2.M_{0BC} = -1,874KN$$

Les moments sur appuis sont :

$$M_A = -1,294 KN.m$$

$$M_B = -7,25KN.m$$

$$M_C = -1,874KN.m$$

L'effort tranchant :• **Travée (AB) :**

$$\begin{cases} T_w = (-1,294 - 7,25)/2,95 + 5,95.2,95/2 = 5,88KN \\ T_e = (-1,294 - 7,25)/2,95 - 5,95.2,95/2 = -11,67KN \end{cases}$$

• **Travée (BC) :**

$$\begin{cases} T_w = (7,25 - 1,874)/3,55 + 5,95.3,55/2 = 5,88KN \\ T_e = (7,25 - 1,874)/3,55 - 5,95.3,55/2 = -13,13KN \end{cases}$$

Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 2,198 KN.m$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 4,808KN.m$$

Tableau III. 2 : Résultats obtenus (plancher terrasse)

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
Type 01	A-B	2,95	6,47	2,19	1,29	7,25	5,88	11,67	4,72	1,61	0,94	5,28
	B-C	3,55	9,37	4,81	7,25	1,87	7,99	13,13	6,83	3,51	5,28	1,36
Type02	A-B	2,2	3,60	1,5	0,72	3,48	4,64	8,45	2,63	1,09	0,53	2,56
	B-C	2,95	6,47	1,93	3,48	5,61	5,69	11,86	4,72	1,43	2,56	4,03
	C-D	3,55	9,37	3,54	5,61	6,06	7,27	13,85	6,84	2,51	4,03	4,64
	D-E	2,85	6,04	2,41	6,06	1,21	5,93	11,03	4,41	1,65	4,64	0,88
Type03	A-B	2,2	3,60	1,59	0,72	3,29	4,72	8,36	2,63	0,67	0,53	3,39
	B-C	2,95	6,47	1,68	3,29	6,29	5,53	12,02	4,72	0,85	3,39	4,35
	C-D	3,55	9,37	4,34	6,29	3,71	7,74	13,38	6,84	3,28	4,35	2,78
	D-E	2,85	6,04	1,29	3,71	10,94	3,34	13,62	4,41	0,97	2,78	7,97
	E-F	5,2	20,11	9,17	10,94	10,94	11,26	19,68	14,67	6,7	7,97	7,97
	F-G	2,85	6,04	1,29	10,94	3,71	3,34	13,62	4,41	0,97	7,97	2,78
	G-H	3,55	9,37	4,37	3,71	6,29	7,74	13,38	6,84	3,28	2,78	4,35
	H-I	2,95	6,47	1,68	6,29	3,29	5,53	12,02	4,72	0,85	4,35	3,35
	I-J	2,2	3,60	1,59	3,29	0,72	4,72	8,36	2,63	0,67	3,35	0,53

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 9,17 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 10,94 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 19,68 \text{ KN} \end{cases}$$

$$E.L.S \begin{cases} M_{travée_{max}} = 7,97 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 6,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,17 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,030 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,17 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,49 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3,39 cm².

Sur appuis :

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12 x 20) cm²

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{10,94 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,198 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,19 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9905$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,94 \cdot 10^3}{0,9905 \cdot 18 \cdot 348} = 1,76 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T12+1T10 = 1,92 cm².

III-8-Vérification de l'effort tranchant :

8-1-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

-Plancher Terrasse :

L'effort tranchant maximal T_{max} = 19,68 KN.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,68 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,91 \text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \left(0,15 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$condition vérifiée

III-9-Les armatures transversales At :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \text{ m}$.

on adopte: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

9-1-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St &\leq \min(18; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

Zone nodale :

$$St \leq \min(10\Phi_L; 15 \text{ cm})$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

Selon RPA On adopte

$$\left\{ \begin{aligned} St &= 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ St &= 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante.} \end{aligned} \right.$$

III-10-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

-Plancher Terrasse :

Sur travée :

$$M_{ser} = 7,97 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 9,17 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,0381$$

$$\gamma = \frac{9,17}{7,97} = 1,15$$

$$\alpha \leq \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,32$$
.....condition vérifiée

Sur appuis :

$$M_{ser} = 6,7 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,02395$$

$$\gamma = \frac{10,94}{6,7} = 1,63$$

$$\alpha \leq \frac{1,63-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,325 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III-11-Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{la portée maximal}$

Dans notre cas, on a : $L_{max}=5,2\text{m}$

$$F_{adm} = \frac{5,2}{500} = 0,0104\text{m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,020\right)^2$$

$$I_0 = 0,326\text{m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,015$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}\right) 0,015} = 2,74$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho b_0 d) + f_{t28}} = 0,840$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 0,326}{(1 + 2,74 \cdot 0,840)} = 0,109\text{m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{7,97 \cdot 10^{-3} \cdot 5,2^2}{10 \cdot 916666,66 \cdot 0,109} = 2,15 \cdot 10^{-7}\text{m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 916666,66\text{MPa}$

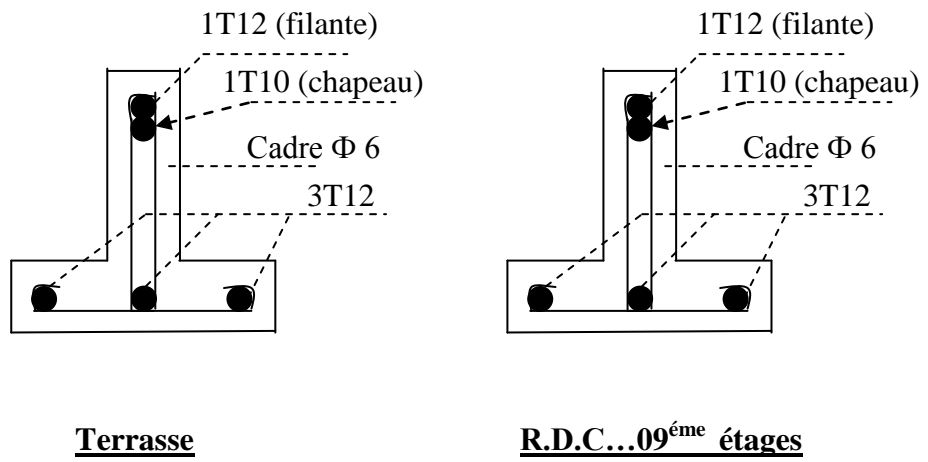
Donc : $f = 2,15 \cdot 10^{-7}\text{m} \leq f_{adm} = 0,0104\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III-12-Ancrage des armatures aux niveaux des

-Plancher Terrasse :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{10,94}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 121,55\text{KN} > T_u = 19,68\text{KN}$$

Dessin de ferrailage des poutrelles



Terrasse

R.D.C...09^{ème} étages

Fig. III. 14 : Dessin de ferrailage des poutrelles.

CHAPITRE IV

Calcul des éléments non structuraux

IV-1-L'acrotère :

1-1-Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

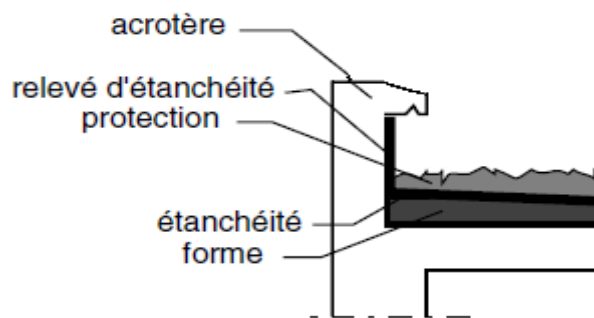


Figure. IV.1 : Acrotère en béton armé.

1-2-Charges sollicitant l'acrotère :

2-1-Charge permanente et charge d'exploitation :

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5 (0,02 \times 0,1) \times 1]$$

1- a- Charge permanente ;

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 1,975 \text{ kN/m}$$

1. b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ kN /m}$$

2-2-Charge aux états limites :

2. a-E.L.U :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,975 = 2,67 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/m}$$

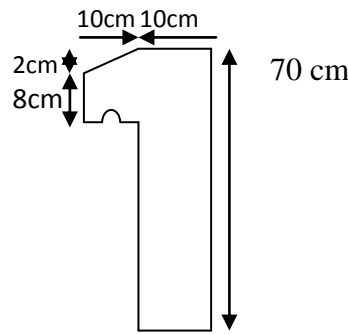


Fig. IV. 2 : Dimensions de l'acrotère

2. b- E.L.S :

$$N_S = G = 1,975 \text{ kN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

- Excentricité :

$$e = M_u / N_u = 1,05 / 2,67 = 0,39 \text{ m}$$

$$e_p / 2 = 0,10 / 2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

1-3- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

3-1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_u [e + h / 2 - C] = 2,67 [0,39 + 0,1 / 2 - 0,02] = 1,12 \text{ kN.m}$$

$$(d - c') N_u - M_u \leq (0,337h - (0,81c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') N_u - M_u = ((0,09 - 0,02) \times 2,67) - 1,12 = -1,07 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,79 \text{ kN.m}$$

$-1,07 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

3-2- Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_u = 1,12 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 1,12 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,0097$$

$$\alpha_1 = 3,5 / 3,5 + 1000 \sigma_s = 3,5 / 3,5 + 1,74 = 0,688.$$

Avec : $1000 \sigma_s = f_e / E. \sigma_s = 400 / 2.10^5 \times 1,15 = 1,74$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu=0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

3-3-Calcul de la section d'armatures en :

3-a-Flexion simple :

$$A_{fs} = Mu / \sigma_s \times d \times \beta = 1,12 \times 10^3 / 348 \times 0,996 \times 9 = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3-b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - Nu / 100 \sigma_s = 0,35 - 2,67 \times 10^3 / 100 \times 348 = 0,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3-4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

4-a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,975 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,70 = 0,70 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,70 / 1,975 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = (d \times b \times f_{c28} / f_e) \times ((e_{ser} - 0,45d) \times 0,23) / (e_{ser} - 0,185d) = (9 \times 100 \times 2,1 / 400) \times ((35 - 4,05) \times 0,23) / (35 - 1,665) = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $5\Phi 8$ p.m. $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4-b- Les armature de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 1,41 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit : $5\Phi 8$ p.m.

1-4-Les vérifications :

4-1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + h / 2) = 1,975 \times (0,35 - 0,02 + 0,10/2) = 0,75 \text{ kN. m}$$

Position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow 100 / 2 y^2 + 21,15 y - 190,35 = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = b/3 y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 2,7^3 / 3 + (15 \times 1,41 \times (9 - 2,17)^2) = 1327,23 \text{ cm}^4$$

4-2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \times y = 700 / 1327,23 \times 2,17 = 1,14 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} = 1,14 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

4-3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\bar{\sigma}_s$:

$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})$; Fissuration préjudiciable

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 8 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$\bar{\sigma}_s = \min (266,67 \text{ Mpa} ; 201,63 \text{ Mpa}) = 201,63 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = \eta M_{ser} / I (d - y) = 15 \times 700 / 1327,2 \times (9 - 2,17) = 54,03 \text{ Mpa}$

$\sigma_s = 54,03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

4-4-Contrainte de cisaillement :

$\tau_u = T / b \times d$

$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$

$\bar{\tau}_u = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,017 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$Condition vérifiée

1-5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,615 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,615 = 0,84 \text{ kN} < 1,5 Q = 1,5 \text{ kN}$ Condition vérifiée

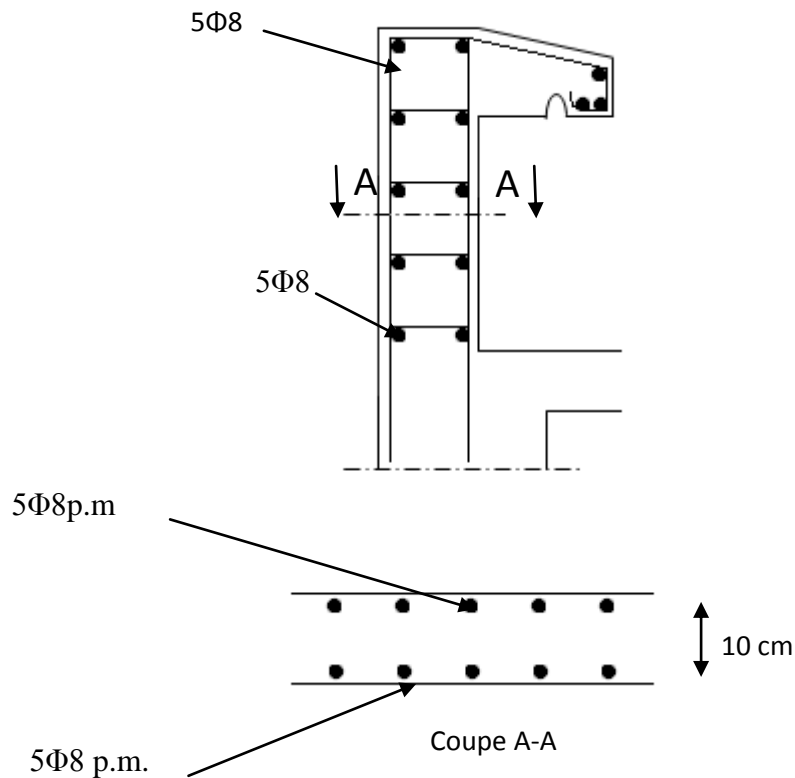


Fig. IV. 3 : Ferrailage de l'acrotère.

IV-2-Balcon :

2-1-Définition :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastrée dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre

On a:

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 2.4m$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1.4m$

$L_x/L_y = 1,4 / 2,4 = 0,6 > 0,4$ la dalle travail dans les deux sens (suivant L_x , L_y)

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

- Résistance à la flexion :

$$e \geq L_x/30 = 140/30 = 4,67 \text{ cm}$$

- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie: $e \geq 12 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.

On adopte $e = 15 \text{ cm}$.

2-2- Les charges et des sollicitations :

$$G = 5,18 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

2-a-Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,18) + (1,5 \times 3,5) = 12,24 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,24 \times 1 \text{ m} = 12,24 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 5,18 + 3,50 = 8,68 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{\text{ser}} = 8,68 \times 1 \text{ m} = 8,68 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

2-b-Calcul de la charge concentrée :

b-1-Calcul du moment max de l'effort tranchant max :

Les moments au niveau d'appui et travée suivants les deux sens

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad \mu_x = 0,0865$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad ; \alpha = L_x/L_y = 0,57 \iff \mu_y = 0,2582$$

b-2- Calcul à ELU :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0865 \times 12,24 \times 1,4^2 = 2,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \times M_x = 0,2582 \times 2,07 = 0,53 \text{ kN.m}$$

b-3-En travée:

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_{\text{ox}} = 0,85 \times 2,07 = 1,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 M_{\text{oy}} = 0,85 \times 0,53 = 0,45 \text{ kN.m}$$

b-4-En appuis:

$$M_{\text{a riv}} = 0,3 M_{\text{ox}} = 0,3 \times 2,07 = 0,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{a int}} = 0,5 M_{\text{ox}} = 0,5 \times 2,07 = 1,03 \text{ kN.m}$$

$$T = q_u \times L_x = 12,24 \times 1,4 = 17,14 \text{ kN}$$

2- 3-Ferraillage :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

3-a-En travée:

$$\text{Sens } L_x: \begin{cases} M_t = 1,76 \text{ kN.m} \\ \delta_{bc} = 14,71 \text{ Mpa} \\ \delta_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\delta_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1,5 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = M_u / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 1,76 \times 10^3 / 100 \times 13,50^2 \times 14,17 = 0,0068 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu = 0,0068 \rightarrow \beta = 0,997 ; \beta : \text{ est tirée du tableau}$$

$$A_{ts} = M_u / \beta \times d \times \sigma_s = 1,76 \times 10^3 / 0,997 \times 13,50 \times 348 = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens } L_y: \begin{cases} M_t = 0,45 \text{ kN.m} \\ \mu = 0,001 \text{ Mpa} \\ \beta = 0,9995 \end{cases}$$

$$A_{ty} = M_t / \beta \times d \times \sigma_s = 0,1 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

3-b-En appuis;

$$M_{a \text{ riv}} = 0,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,62 \times 10^3 / 100 \times 13,50^2 \times 14,17 = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_{app} = M_{a \text{ riv}} / \beta \times d \times \sigma_s = 0,62 \times 10^3 / 0,999 \times 13,50 \times 348 = 0,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 1,03 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 1,03 \times 10^3 / 100 \times 13,50 = 0,001 \rightarrow \beta = 0,9985$$

$$A_{int} = 1,03 \times 10^3 / 0,9985 \times 13,50 \times 348 = 0,21 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2-4- Vérifications :

4-1- Condition de non fragilité : ($\alpha > 0,4$ et $e = 15 \text{ cm}$)

Sensly : $A_y \text{ min} = 8.e = 1,2 \text{ m}^2 / \text{m}$ pour $F_e = 400 \text{ Mpa}$

Sens lx : $A_x \text{ min} = A_y \text{ min} (3-\alpha / 2) = 1,2 \text{ m}^2 / \text{m}$

Choix des aciers :

Travées :

Sens lx :

$$A_{tx} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \leq 12\text{mm}$$

$$St_x \leq 33\text{cm}$$

$$\rightarrow A_{tx} = 4T10 \text{ pm} = 3,14\text{cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}} = 1,45; St = 25 \text{ cm}$$

Sens ly :

$$A_{ty} = 0,1 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \leq 12 \text{ mm}$$

$$St_y \leq 33\text{cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\varnothing8 \text{ pm} = 2,01\text{cm}^2/\text{m} > A_{y\text{min}} = 1,2; St = 25 \text{ cm}$$

Sur appuis :

$$Aa_{riv} = 0,13\text{cm}^2$$

$$\varnothing \leq 12\text{mm}$$

$$St_y \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\varnothing8 \text{ pm} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}}; St = 25 \text{ cm}$$

$$Aa_{riv} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \leq 12\text{mm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\varnothing8 \text{ pm} = 2,01\text{cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}}; St = 25\text{cm}$$

4-2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = T / b \times d = 17,14 \times 10 / 100 \times 13,50 = 0,13\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,1F_{c28}; 4\text{Mpa}) ; \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2,5 \text{ Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$1) \tau_u = 0,13\text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

4-3-Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{ser} = T / 0,9 \times d \times n \times \mu = 17,14 \times 10^3 / 0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2 = 1,12 \text{ Mpa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

μ : 3,14cm ; tirée du tableau

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times F_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_s = 1 \rightarrow \text{pour les aciers lisses} \\ \Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$$\tau_{ser} = 1,12 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-4-La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{sre} = - Q_{ser} L^2/2 - p_{ser} L = -8,68 \times 1,40^2/2 = -8,50 \text{ kN .m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) = 50y^2 + 47,1 y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = b/3y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 3,13^3/3 + ((15 \times 3,14)(13,50 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

4-1-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = M_{ser}/I \times y_1 = 8,5 \times 10^3 / 6087,13 \times 3,13 = 4,37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,37 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4-2-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_s = \min (2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta} F_{t28})$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_s = \min (266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \eta M_{ser}/I (d - y) = 15 \times 8,5 \times 10^3 / 6087,13 \times (13,50 - 3,13) = 217,20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 217,20 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4-3- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = QL^4 / 8EI ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = pL^3 / 3EI ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{array} \right.$$

Détermination du centre de gravité :

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \cdot h/2 + (\eta \times A_s \cdot d)}{b \times h + (\eta \times A_s)}$$

$$Y_G = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = b Y_1^3 / 3 + b Y_2^3 / 3 + \eta A (d - Y_1)^2$$

$$I = 100 \times 7,68^3 / 3 + 100 \times 7,32^3 / 3 + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,68)^2) = 29768,9 \text{ cm}^4$$

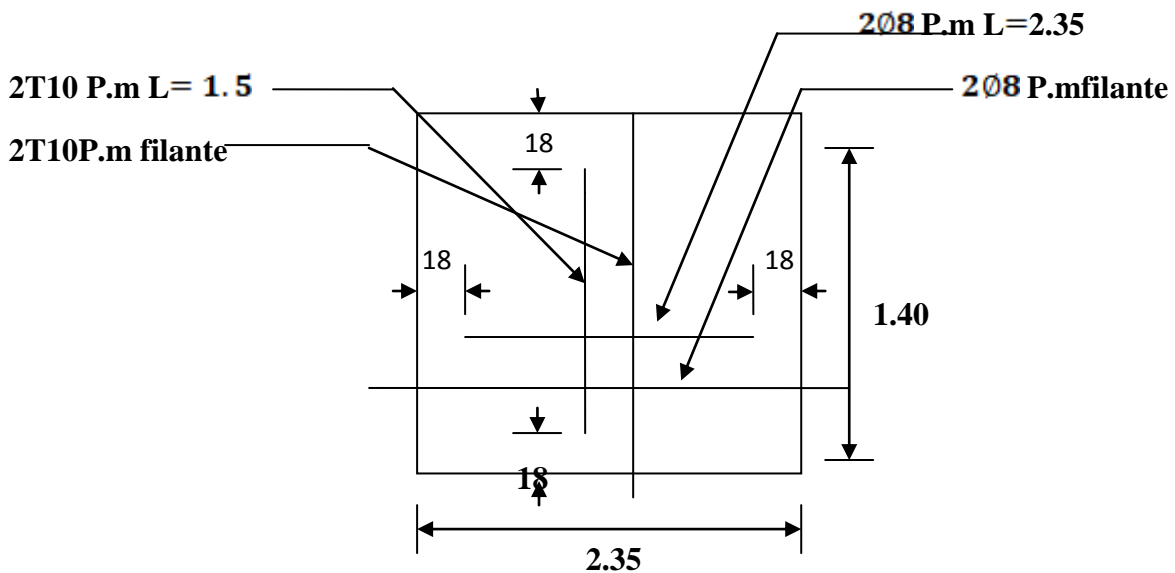
Calcul de la flèche :

$$F = (L^3 / E I) (Q_s \cdot L/8) = (1,40^3 / 32164,19 \times 10^5 \times 29768,9) \times (8,5 \times 1,4 \times 10^2 / 8)$$

$$F = 0,42 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L / 250 = 140 / 250 = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,42 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$



Armatures inferieur (en trav\u00e9e)

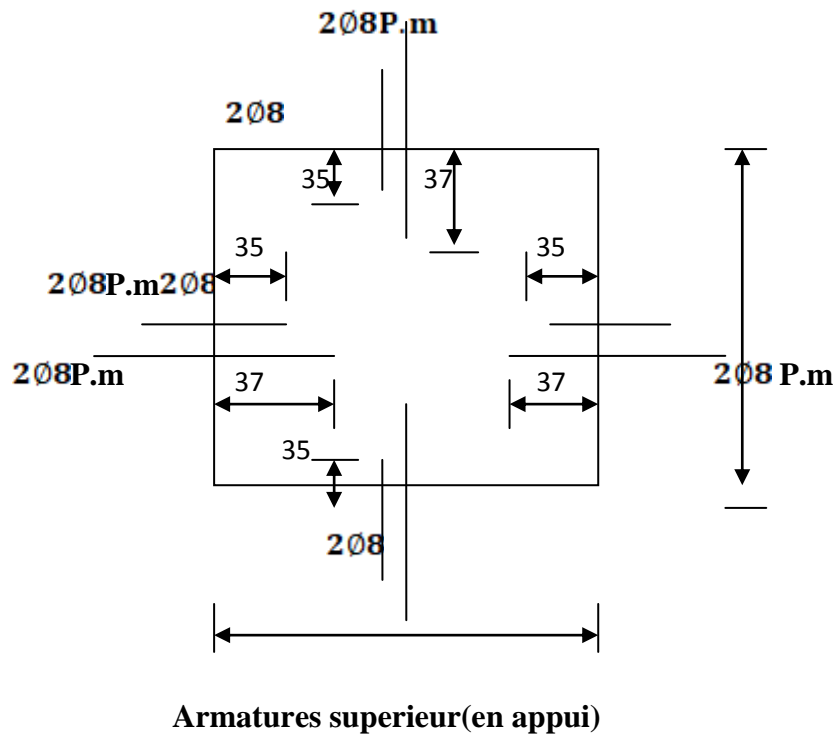


Fig. IV. 4 : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)

IV-3-Les escaliers :

3-1-Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

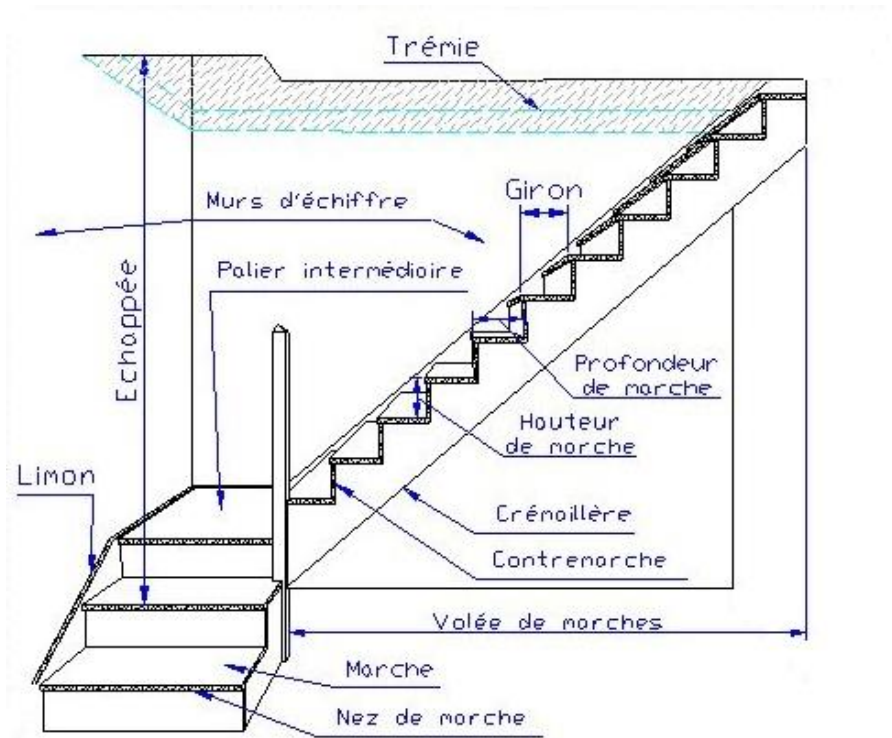


Fig. IV. 5: Schéma descriptif d'un escalier.

Notre bâtiment contient un seul type d'escalier :

Escalier a 2 volées se trouve a tous les niveaux du RDC jusqu'au dernier étages.

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

Formule de Blondel : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : La hauteur de la marche (contre marche)

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ (usage d'habitation)

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = h_e / 2 \text{ et } L = (n - 1) g$$

Avec : H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage.

n : Le nombre de contre marche.

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

3-2-Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a : $H_e = 3,06 \text{ m}$ et $H = H_e/2 = 1,53 \text{ m}$

$$h = H / n \text{ et } g = L / n - 1$$

Donc d'après Blondel on a :

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$m = (L / n - 1 + 2) \times H / n$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm, } H = 1,53 \text{ cm et } L = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

$$\text{Donc : } n - 1 = 8 \text{ (nombre marche)}$$

$$h = 153 / 9 = 15,3 \rightarrow h = 17 \text{ cm et } g = L / n - 1 = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{ condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 08 marches avec : $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = 17 / 30 = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

2- a- Epaisseur de la volée (e_v) :

$$L / 30 \leq e_v \leq L / 20 \rightarrow L / 30 \cos \alpha \leq e_v \leq L / 20 \cos \alpha$$

$$\rightarrow 240 / 30 \times 0,87 \leq e_v \leq 240 / 20 \times 0,87$$

$$9,19 \leq e_v \leq 13,74$$

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

2- b- Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = e_v / \cos \alpha = 12 / 0,87 = 13,74 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

3-3-Descente des charges

3-a-Paillasse :

Tableau IV. 1 : Charges et surcharge du volée de l'escalier (type 1)

Désignation	e (m)	G(Kn /m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$\tan \alpha \times 0,4$	0,23
Mortier de ciment vertical	$\tan \alpha \times 0,4$	0,23
Poids propre de la paillasse	$(e_r / \cos \alpha) \times 0,25$	3,45
Poids propre des marches	$(h/2) \times 0,22$	1,87
Enduit en plâtre	$0,02 / \cos \alpha$	0,23
Garde corps		0.10
G		7,27
Q		2,5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 13,56 \text{ kN / m} \\ Q_{ser} = 9,77 \text{ kN / m} \end{array} \right.$

3- b- Palier :

Tableau IV. 2 : charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)

Désignation	e (m)	G(Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,4
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	$e_p \times 0,25$	3,5
Enduit en plâtre	0,02	0,2
G		4,86
Q		2,5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 10,31 \text{ kN / m} \\ Q_{ser} = 7,36 \text{ kN / m} \end{array} \right.$

3-4-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$Q_{paillage} - Q_{palier} / Q_{palier} = 13,56 - 7,36 / 7,36 = 0,86 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis :

$$5R_b = (10,31 \times 1,2(1,2/2 + 2,4 + 1,4) + (13,56 \times 2,4(2,4/2 + 1,4) + 10,31 \times 1,4 \times (1,4 / 2))$$

$$R_b = 29,52 \text{ KN}$$

$$13,56 \text{ kN/m}$$

$$R_a = 29,83 \text{ KN}$$

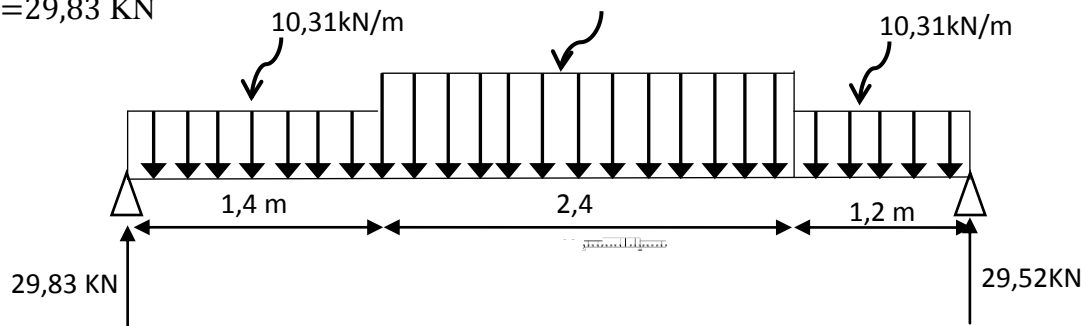


Fig. IV. 6: Schéma statique de l'escalier

4-a-Moment fléchissant max :

$$M(x) = 29,83x - 10,31 \times 1,4 \times (x - 1,4/2) - 13,56 \times ((x - 1,4)^2/2)$$

Position du moment max :

$$\begin{aligned} dM/dx &= d(29,83x - 14,434(x - 0,7) - 13,56(x^2 - 2,8x + 1,4^2/2))/dx \\ &= 29,83 - 14,434 - 13,56x + 18,984 = 0 \rightarrow x = 2,54 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc :

$$M_{\max}(2,54) = 29,83 \times 2,54 - 10,31 \times 1,4 \times (2,54 - 0,7) - 13,56 \times ((2,54 - 1,4)^2/2)$$

$$M_{\max} = 79,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4- b-Effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,4$$

$$T(x) = 29,57 - 10,31x$$

$$T(x) = 29,83 \text{ kN}$$

$$T(1,4) = 29,83 - 10,31 \times 1,4 = 15,40 \text{ kN}$$

1,4 ≤ x ≤ 3,8:

$$T(x) = 29,83 - 10,31 \times 1,4 - 13,56 \times (x - 1,4)$$

$$T(1,37) = 15,40 \text{ kN}$$

$$T(3,77) = 29,83 - 10,31 \times 1,4 - 13,56 \times 2,4 = -17,15 \text{ kN}$$

3,8 ≤ x ≤ 5 :

$$T(x) = 29,83 - 10,31 \times 1,4 - 13,56 \times (x - 1,4)$$

$$T(3,77) = 17,15 \text{ kN}$$

$$T(5) = 29,83 - 10,31 \times 1,4 - 13,56 \times 2,4 - 10,31 \times (5 - 3,8) = -29,52 \text{ kN} = R_b$$

4-c-Diagrammes M et T :

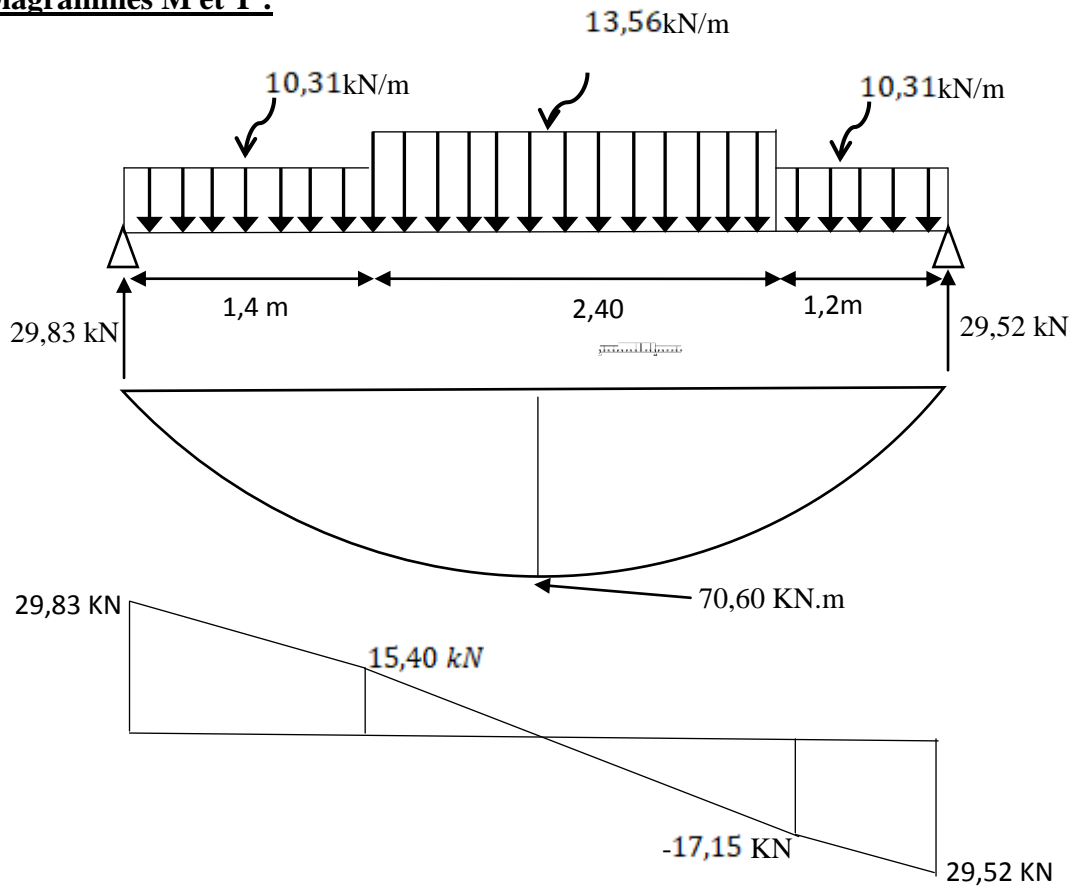


Fig. IV. 7 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier

4-d- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{\max} = 70,60 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 60,00 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,4 \times M_{\max} = 28,24 \text{ kN.m}$

3-5- Ferrailage de l'escalier :

5-a- En travée :

Le moment ultime :

$M_t = 60 \text{ kN.m}$; $h = 17 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 15,3 \text{ cm}$; $b = 1\text{m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = M_t / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 60 \times 10^3 / 100 \times 15,3^2 \times 14,17 = 0,18 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,900$

La section d'acier :

$$A_s = M_t / \beta \times d \times \sigma_s = 60 \times 10^3 / 0,900 \times 15,3 \times 348 = 12,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **7 T16** avec : $A_{\text{adm}} = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et $S_t = 16,25\text{cm}$

$$A_r = A_{adm}/4 = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T10** avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

5-b- Sur appuis :

$$M_a = 28,24 \text{ kN.m} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9h = 15,3 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = 28,24 \times 10^3 / 100 \times 15,3^2 \times 14,17 = 0,085 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9555$$

La section d'acier :

$$A_s = M_a / \beta \times d \times \sigma_s = 28,24 \times 10^3 / 0,900 \times 15,3 \times 348 = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T14** avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_r = A_{adm}/4 = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 30 \text{ cm}$

3-6-Vérifications ;

6- a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28} / F_c = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times 2,1 / 400 = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$A_{min} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ condition vérifiée

6-b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = (T / b \times d) \times 10 = 29,83 \times 10 / 100 \times 15,3 = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13F_{c28} ; 5\text{Mpa}) = \min (3,25\text{Mpa} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

6-c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = 1,15 / F_c (T + M_a / 0,9d) = 1,15 / 400 \times 10 \times ((29,83) + 28,24 \times 10^2 / 0,9 \times 15,3) = 6,75 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée

6-d-Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{tmax} = 28,48 \text{ kN.m} ; \text{déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{tser} = 0,85 M_{tmax} = 24,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,4 M_{tmax} = 11,39 \text{ kN.m}$$

d-1-En travée :

$$A_s = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) = 50y^2 + 66,15 y - 1012,09 = 0 \rightarrow y = 5,2 \text{ cm}$$

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = b/3y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 5,2^3 / 3 + ((15 \times 4,41) (15,3 - 5,2)^2) = 11434,9 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \times y = (22,70 \times 10^3 / 11434,9) \times 5,2 = 10,32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,32 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots, \text{ Condition vérifiée}$$

d-2-Sur appuis :

$$A_s = 2,23 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) = 50y^2 + 33,45 y - 511,78 = 0 \rightarrow y = 3,55 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = b/3y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 3,55^3 / 3 + ((15 \times 2,23) (15,3 - 3,55)^2) = 13814,70 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \times y = (10,68 \times 10^3 / 13814,70) \times 3,55 = 2,75 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots, \text{ Condition vérifiée}$$

6-e-Vérification de la flèche :

$$h_t / l \geq 1/30 \rightarrow 17 / 500 = 0,034 > 0,0333 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_s / b, d \geq 2 / f_e \rightarrow 0,0061 > 0,005 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

3-7-Etude de la poutre palière :

7-1-Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$L / 15 \leq h \leq l / 10 \rightarrow 520 / 15 \leq h \leq 520 / 10 \rightarrow 34,66 \text{ cm} \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm** **doc d = 0,9h = 31,5cm**

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30cm**

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$b = 30\text{cm} > 20\text{ cm}$ Condition vérifiée

$h / b = 1,16 < 4\text{ cm}$ Condition vérifiée

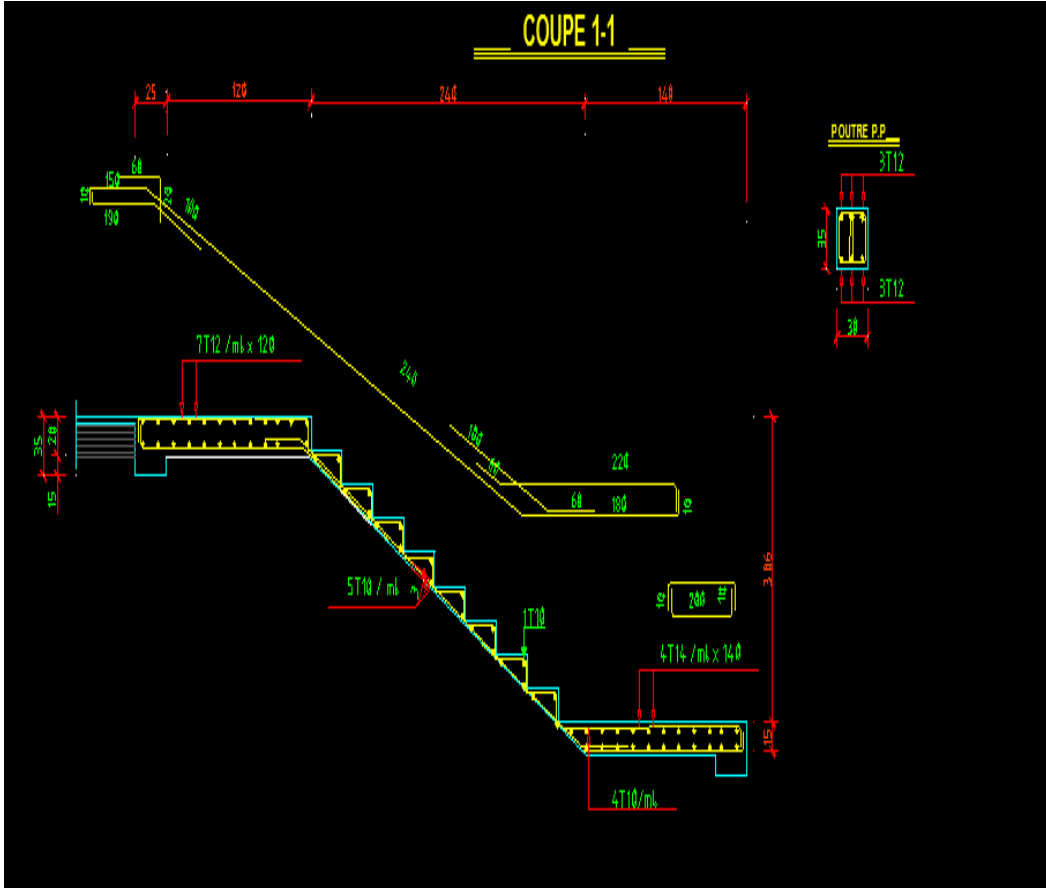


Fig. IV. 8 : Schéma de ferrailage d'escalier

7-2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre: $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63\text{ kN / m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm): $G_m = 3,06 \times 2,00 = 2,63\text{ kN / m}$

Réaction du palier : $R_b\text{ (ELU)} = 29,83\text{ kN}$

$Q_u = (1,35 \times (2,63 + 6,12)) + 29,83 = 41,64\text{ kN / m}$

$Q_{ser} = 2,63 + 6,12 + 22,12 = 20,87\text{ kN / m}$

2-a-Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$M_0 = Q_u \times L^2 / 8 = 41,64 \times 2,70^2 / 8 = 37,94\text{ kN .m}$

$M_t = 0, 85 M_0 = 32, 25\text{ kN .m}; M_a = 0, 4 M_0 = 15, 18\text{ kN .m}$

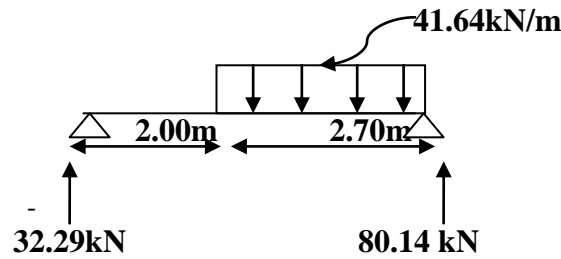


Fig. IV.9 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

3-8-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

8-a-En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 32,25 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = M_t / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 32,25 \times 10^3 / 30 \times 31,5^2 \times 14,17 = 0,076 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,960$

La section d'acier :

$$A_s = M_t / \beta \times d \times \sigma_s = 32,25 \times 10^3 / 0,960 \times 31,5 \times 348 = 3,06 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12**: $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

8-b-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 15,18 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = M_a / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 15,18 \times 10^3 / 30 \times 31,5^2 \times 14,17 = 0,035 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9825$

La section d'acier :

$$A_s = M_a / \beta \times d \times \sigma_s = 15,18 \times 10^3 / 0,9825 \times 31,5 \times 348 = 2,71 \text{ cm}^2$$

-On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

3-9- Les vérifications :

Tableau IV. 3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

Condition	Vérification
-----------	--------------

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,12 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,12 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = (M_{\text{ser}}/I) \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 4,42 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = (M_{\text{ser}}/I) \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 2,31 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u = 0,42 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

9-1- Ferrailage des armatures transversales :

1-a- Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b / 10 ; \Phi_1) = \min (10\text{mm} ; 30\text{mm} ; 10\text{mm}) \rightarrow \Phi_t = 8\text{mm}$$

1- b- L'espace :

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

$$= \min (31,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \Phi_1) = \min (15\text{cm} ; 10 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \Phi_1 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{ on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

1-c-La longueur de scellement droit L_s :

$$L_s = \Phi_1 F_c / 4\tau_e$$

$$= 1,4 \times 400 / 4 \times 2,835 = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5 \Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$$

$$= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = L_s - 2,19r - L_2 / 1,87$$

$$= 49,38 - 16,86 - 20,1 / 1,87 = 6,62 \text{ cm}$$

9-2 Calcul de la flèche :

$$h/L \geq 1/16 \rightarrow 35/470 > 1/16 \rightarrow 0,07 > 0,06 = 0,034 > 0,0333 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$h_t/L \geq M_{rser}/10 \times M_{0sre} \rightarrow 35/470 > 49,3/10 \times 58 \rightarrow 0,085 > 0,04$Condition vérifiée

$A_s/b \times d \leq 4,2/F_e \rightarrow 6,16 / 30 \times 31,5 \leq 4,2 / 400 \rightarrow 0,0065 < 0,0105$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

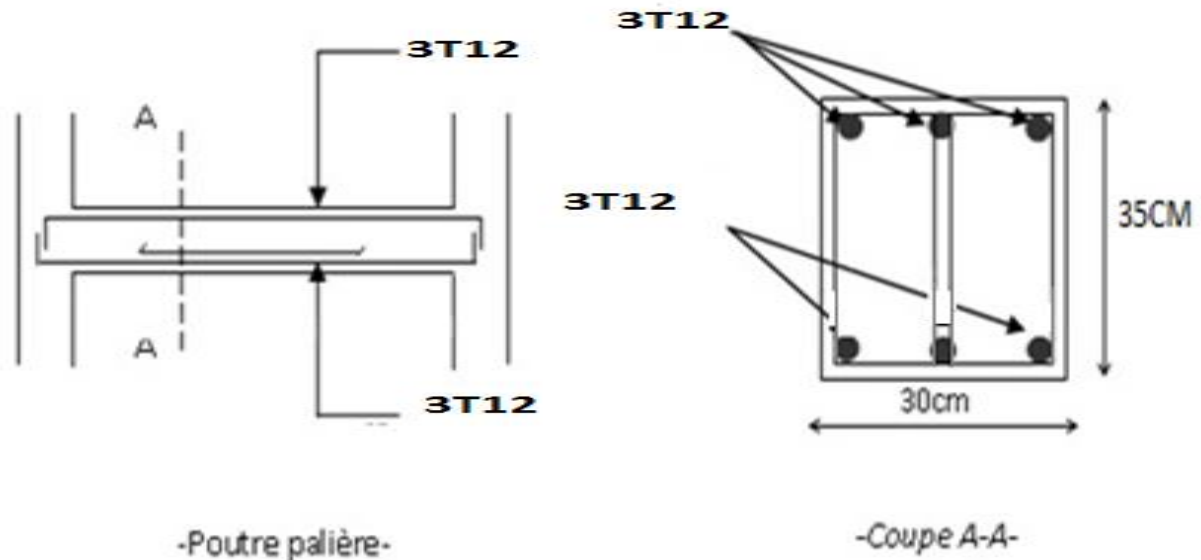


Fig. IV. 10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV-4- La cage d'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité,

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant,

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine,

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

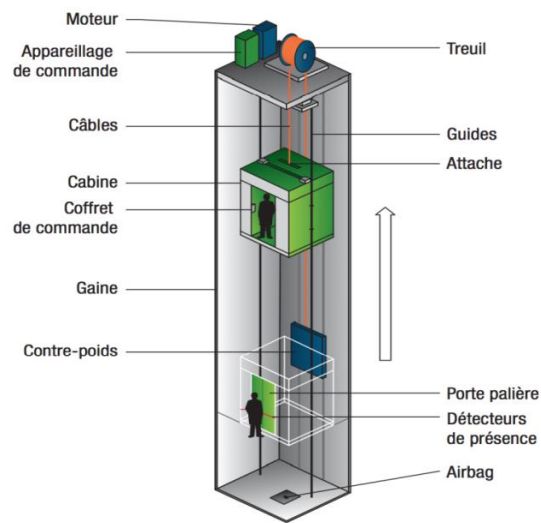


Fig. IV.11: Schéma d'un ascenseur,

4-1- Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids,

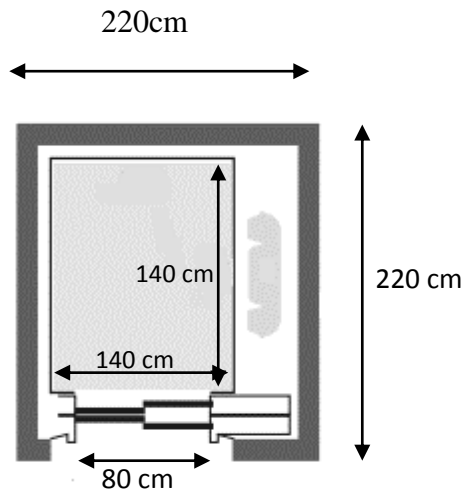
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

p_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

p_p : Le poids de contre poids tel que : $p_p = p_m + Q/2$

1-a-Les dimensions :



Largeur de la cabine : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 36,72 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,4) + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$

1-b-Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = L_x / 30 = 180 / 30 = 6$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau IV.4 : Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,20 \times 2,20 = 4,84 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,84 = 532,4 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,84 = 96,80 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Poids mort total : $p_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 125 \text{ kg}$

Contre poids : $p_p = p_m + Q/2 = 1254 + 675/2 = 1591,50 \text{ kg}$

4-2- Calcul de la charge total q_{tt} :

2-a- Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75, 1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport

D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$D/d = 45$ et $D = 550\text{mm} \rightarrow d = 12,22\text{mm}$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + p_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + p_m)$ donc : $(M_g \ll Q + p_m) \rightarrow M = Q + p_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + p_m) = 12 \times (675 + 1254) = 23148\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$C_r = 23148/0,85 = 27232,94 \text{ kg}$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1\text{câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,22 \text{ m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1\text{câble})} = 8152 \text{ kg}$

$n = C_r / C_{r(1\text{câble})} \times m = 27232,94/8152 \times 2 = 1,67$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

2-b- Calcul des poids des câbles :

$M_g = m \times n \times l$

Avec :

m : La masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$

L : Longueur du câble, $L = 36,72$ m

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 36,72 = 37,82 \text{ kg}$$

$$M = Q + p_m + M_g = 675 + 1254 + 37,82 = 1966,82 \text{ kg}$$

b- a- Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(\text{câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = C_r / M = 27716,8 / 1966,82 = 14,09 > 12 \dots \text{Condition vérifiée}$$

2-c- Calcul de la charge permanente total G :

On a : $p_{\text{treuil}} = 1200$ kg

$$G = p_m + p_p + p_{\text{treuil}} + M_g = 1254 + 1591,50 + 1200 + 37,82 = 4083,32 \text{ kg}$$

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

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 6524,98 \text{ kg}$$

4-3- Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge : $q_u = 6524,98$ kg

$$q_0 = q_u / 4 = 6524,98 / 4 = 1631,24 \text{ kg / m}$$

Selon le B, A, E, L 91/99 (A, 5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times F_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle : $h_0 = 15$ cm ;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10×10) cm²,

$$\mu_c = 2 (U + V)$$

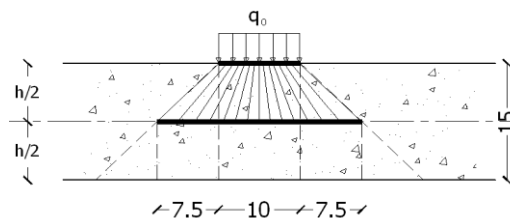


Fig.IV-12: Schéma d'un ascenseur

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times F_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 100 \times 15 \times 25 \times 10 / 1,5 = 11250 \text{ kg} > q_0$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement,

4-4-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

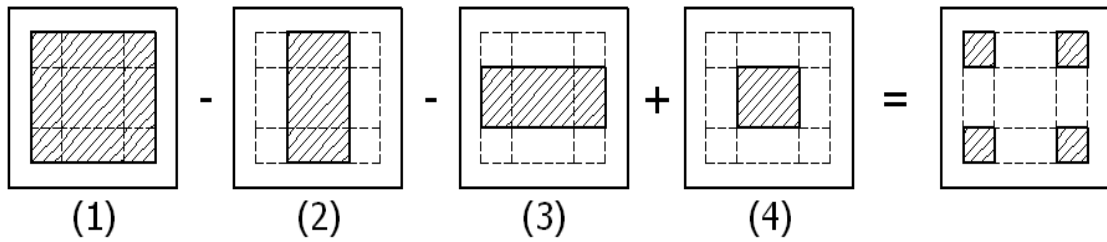


Fig. IV. 13: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle,

4-1-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 165 \text{ cm} \\ V = 165 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2) Rectangle (2) :

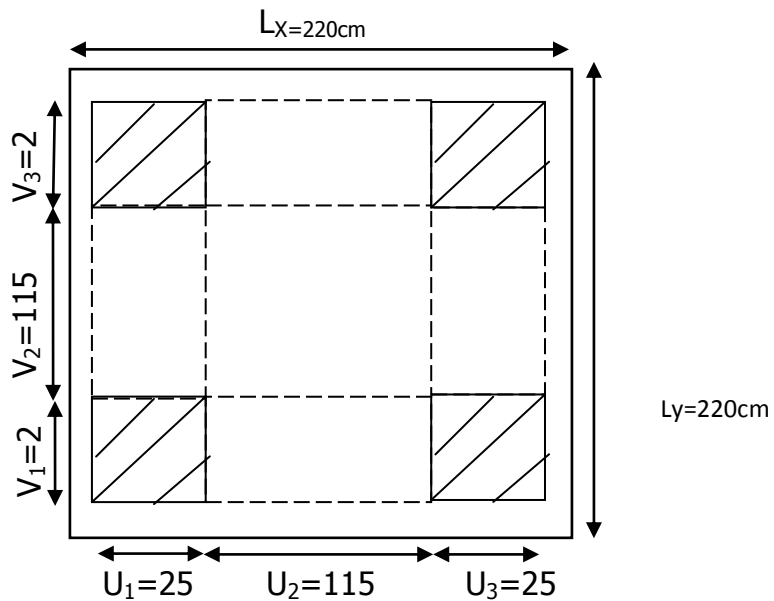


Fig. IV. 14 : Dessin montrant la concentration des charges

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 165 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 165 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 115 \text{ cm} \\ V = 115 \text{ cm} \end{cases}$$

4-2- Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) p \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1) p$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times p$ et $M_y = M_2 \times p$ et $p = p' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 x 25) cm² est :

$$P' = q_u / U \times V = 1631,24 / 0,25^2 = 26099,24 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,20 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$

Tableau IV.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{\nu}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
						(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,75	0,75	0,109	0,066	2,72	26099,24	70989,93	7737,90	4685,33
2	0,52	0,75	0,151	0,076	1,89	26099,24	49327,29	7448,42	3748,87
3	0,75	0,52	0,126	0,086	1,89	26099,24	49327,29	6215,23	4242,14
4	0,52	0,52	0,181	0,102	1,32	26099,24	34450,99	6235,62	3514,00

4-3- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{X1} - M_{X2} - M_{X3} + M_{X4} = 309,87 \text{ kg .m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 208,32 \text{ kg .m}$$

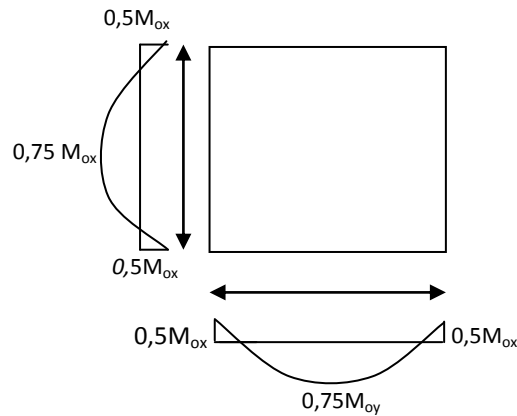


Fig. IV. 15: Moments de la dalle

4-4-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

4-a- Chargement :

$L_x = 2,20 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$; $h_0 = 15 \text{ m}$

Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}^2$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1.5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2$

4-b- Sollicitations :

$\alpha = L_x / L_y = 2,20 / 2,20 = 1$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0368$ et $\mu_y = 1,0000$

Donc : $M_{x2} = 116,89 \text{ kg .m}$ et $M_{y2} = 116,89 \text{ kg .m}$

4-c- Les moments appliqués à la dalle :

$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 309,87 + 116,89 = 426,76 \text{ kg .m}$

$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 208,32 + 116,89 = 325,21 \text{ kg .m}$

4-5-Les moments retenus sont :

5 -a-En travée :

$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 320,07\text{kg .m}$

$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 243,90\text{kg .m}$

5-b-Sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 213,38 \text{ kg .m}$

4-6- Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

6-1- En travée :

1- a-Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 320,07 \text{ kg} \cdot \text{m} = 3200,7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = M_{tx} / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 3200,7 / 100 \times 13,5^2 \times 14,17 = 0,010 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_s = M_{tx} / \beta \times d \times \sigma_s = 3200,7 / 0,994 \times 13,5 \times 348 = 0,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

1-b-Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 243,90 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2439,0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = M_{ty} / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 2439,0 / 100 \times 13,5^2 \times 14,17 = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_s = M_{ty} / \beta \times d \times \sigma_s = 2439,0 / 0,995 \times 13,5 \times 348 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

6-2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 213,38 \text{ kg} / \text{m} = 2133,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = M_{ax} / b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 2133,8 / 100 \times 13,5^2 \times 14,17 = 0,008 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_s = M_{ax} / \beta \times d \times \sigma_s = 2133,8 / 0,996 \times 13,5 \times 348 = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

6-3-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

3-a-Sens L_y :

$$A_{y \text{ min}} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm} \\ A_{ay} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

3-b-Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha / 2) = 1,2(3 - 0,95 / 2) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,68 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm} \\ A_{ax} = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

6-4- Choix des aciers :

$$\Phi \leq h_0 / 10 \rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

4-a-En travée :

a-a-Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} 4T10 \text{ p .m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

a-b-Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min (4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} 4T10 \text{ p .m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

a-c-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} 4T10 \text{ p .m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

6-5- Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = V_{u \text{ tot}} / b \times d \text{ et } \overline{\tau_u} = 10h_0 / 3 \min (0,13F_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = q_u L_x / 2 (1 + \alpha/2) \\ V_y = q_u L_x / 3 \end{cases}$$

$$; V_x > V_y$$

$$V_y = q_u L_x / 3$$

$$V_x = 6562,5 \times 2,20 / 2(1 + 1/2) = 4812,5N = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times 2,20 / 3 = 4812,5N = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_x = V_y$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = q_0 / 2u + v = 16312,4 / (2 \times 0,25) + 0,25 = 21749,86N = 21,74kN$$

$$V_u = q_0 / 3u = 16312,4 / 3 \times 0,25 = 21749,86N = 21,49kN$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,81 + 21,74 = 26,55 \text{ kN ; sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,81 + 21,71 = 26,55 \text{ kN ; sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max (V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 26,55 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = V_{\text{tot}} / b \times d = 26,55 \times 10^3 / 100 \times 135 = 0,196 \text{ Mpa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\overline{\tau_u} = 10h_0 / 3 \min (0,13F_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 10 \times 0,15 / 3 \min (0,13 \times 25 ; 5 \text{ Mpa}) = 1,625 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,196 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 1,625 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

4-7-Vérification à l'E.L.S :

7-1- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)p_{\text{ser}}' \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1) p_{\text{ser}}' \end{cases} \quad \text{Avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$p_{\text{ser}}' = q_{\text{ser}} \times S' = p_{a \text{ ser}} \times S' / u \times v$$

$$p_{\text{ser}} = (G + Q) / 4 = (4083,32 + 675) / 4 = 1189,58 \text{ kg}$$

$$q_{\text{ser}} = p_{a \text{ ser}} / u \times v$$

$$p_{\text{ser}}' = 19033,28 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,20 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$

Tableau IV.6: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P'	P=P',S	M_x (Kg,m)	M_y (Kg,m)
						(Kg/m ²)	(Kg)		
1	0,75	0,75	0,109	0,066	2,72	19033,28	51770,52	5642,98	3416,85
2	0,52	0,75	0,151	0,076	1,89	19033,28	35972,89	5431,90	2733,93
3	0,75	0,52	0,126	0,086	1,89	19033,28	35972,89	4532,58	3093,66
4	0,52	0,52	0,181	0,102	1,32	19033,28	25123,92	4547,42	2562,63

7-2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 225,92 \text{kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 151,81 \text{ kg, m}$$

7-3- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

3. a- Chargement :

$$L_x = 2,20 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}^2$

$$\text{Charge ultime : } q_u = G + Q = 475 \text{ kg / m}^2$$

7-4- Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = L_x / L_y = 2,20 / 2,20 = 1$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,0441 \text{ et } \mu_y = 1,0000 ; \text{ tirée de l'aba ques}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 101,38 \text{ kg .m et } M_{0yr} = 101,38 \text{ kg .m}$$

7-5- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 225,92 + 101,38 = 327,3 \text{ kg .m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 151,89 + 101,38 = 251,27 \text{ kg .m}$$

5-1-Les moments retenus :

1-a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 169,44 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 113,91 \text{kg} \cdot \text{m}$$

1-b-Sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{ox} = 112,96 \text{ kg} \cdot \text{m}$

5-2-Vérification des contraintes dans le béton :

2-a-Suivant L_x :

- En travée :

$$M_{tx} = 1694,4 \text{ N}\cdot\text{m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) - 15 A' (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = b/3y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 3,12^3 / 3 + ((15 \times 3,14) (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = (M_{ser} / I) \times y = (1694,4 / 6087,14) \times 3,12 = 0,86 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,86 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

-Sur appuis :

$$M_a = 1129,6 \text{ N}\cdot\text{m} ; A_a = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ;$$

Position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) - 15 A' (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = b/3y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 100 \times 3,12^3 / 3 + ((15 \times 3,14) (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = (M_{ser} / I) \times y = (1129,6 / 6087,14) \times 3,12 = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,57 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

2-b-Suivant L_y :

- En travée :

$$M_{tx} = 1139,1 \text{ N}\cdot\text{m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d - y) - 15 A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = b/3 y^3 + n A_s (d - y)^2 = 100 \times 3,12^3 / 3 + ((15 \times 3,14) (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = k \times y = (M_{ser} / I) \times y = (1139,1 / 6087,14) \times 3,12 = 0,58 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots, \text{ Condition vérifiée}$$

4-8- Disposition du ferrailage :

8-a- Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $F_e = 400$ et $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

8-b- Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

8-c- Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 1/4(0,3 + M_a / M_{0x})L_x) = \max (32 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max (L_s ; L_1 / 2) = \max (32 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

8-d- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x / 10 = 220 / 10 = 22 \text{ cm}$$

8-e- Armatures finales :

e-a-Suivant L_x :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

e-b-Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 27 \text{ cm}$$

4-9-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p > 15 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Il sera ferrillé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 22,5 \text{ cm}$

$$L_y = 2,20 \text{ m}$$

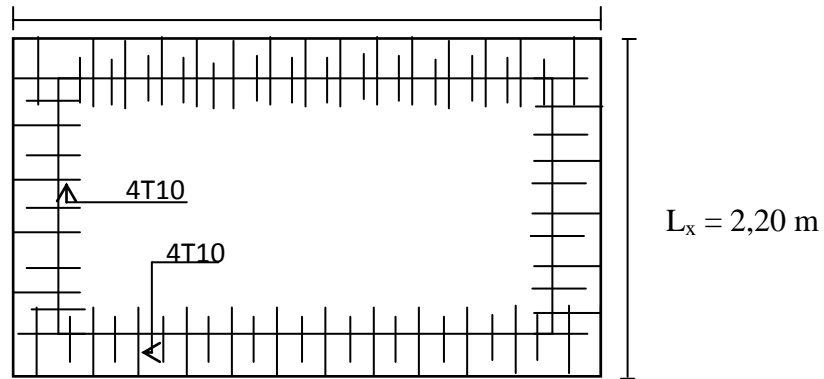


Fig. IV. 16: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur,

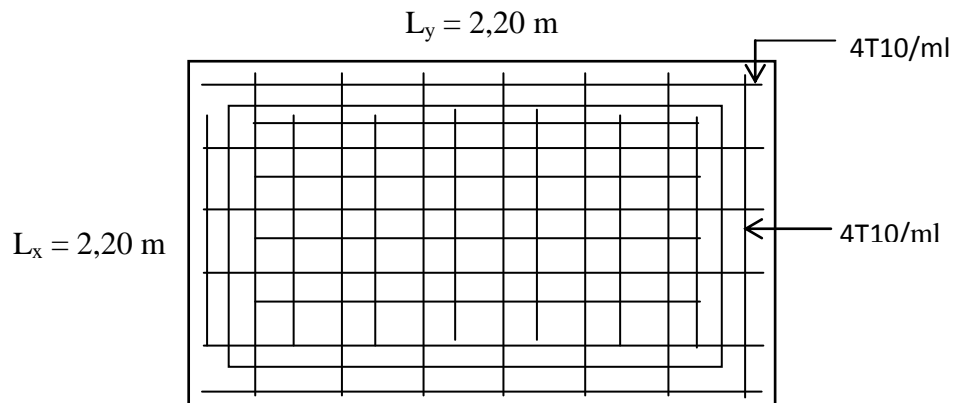


Fig. IV.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

CHAPITRE V

Etude Sismique

V-1-Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terres est traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres: certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus au moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V-2-Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V-3-Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

3-1-Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

3.2-Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima 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.

3-3-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS 9.6.0 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

3-4-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

- 2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec } : \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

- 4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

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 à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevé

V-4-Méthode d'analyse modale spectrale

4-1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

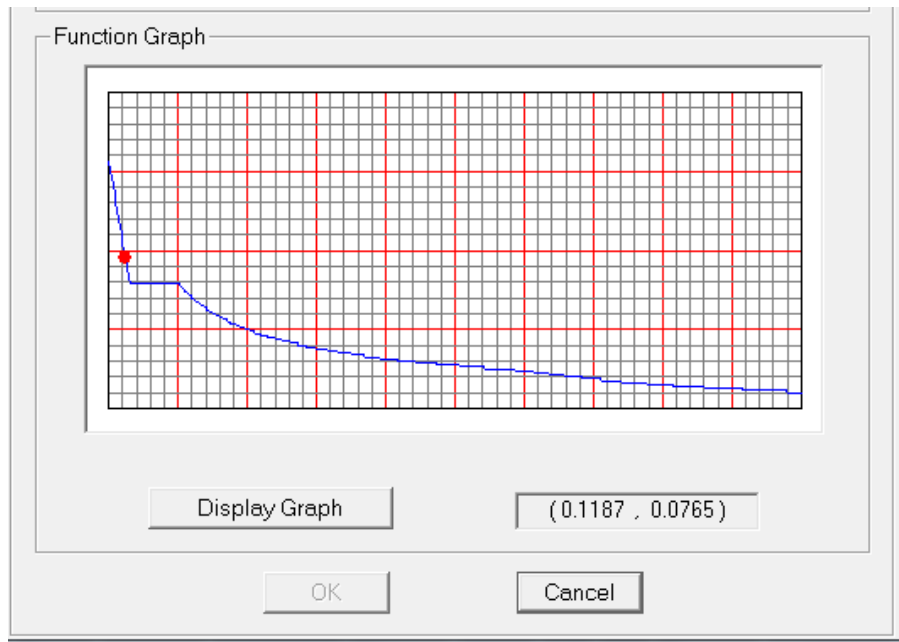


Fig V.1 : Méthode de spectre de réponse

4-2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

4-3-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2

Donc **A = 0,1**

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003.

$\xi = 10 \%$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

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

$$h_N = 30,60 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 30,6^{3/4} = 0,65 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a: $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0,65 \leq 3 \text{ s}$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0,65}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,60$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V. 2 : Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles 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

$$Q = 1,15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

V-5-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,75$ s

$$T = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{D}$$

$$T_x = 0.09 \cdot 30.6 / \sqrt{28.3} = 0.52s$$

$$T_y = 0.09 \cdot 30.6 / \sqrt{18} = 0.65s$$

Sens x :

$$T_x = 0.52 \cdot 1.3 = 0.68 \text{ s}$$

Sens y :

$$T_y = 0.65 \cdot 1.3 = 0.85 \text{ s}$$

$$T_{dyn} = 0.75 > 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.52 = 0.68sec \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$T_{dyn} = 0.75 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.65 = 0.85sec \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc nous avons ajouter deux voiles suivant (x ;x)

5-1-Le poids total de la structure :

Tableau V. 3 : Poids de la structure

Niveau	W(t)
9	362.957247
8	377.6874525
7	378.686746
6	384.4168182
5	390.921633
4	390.921633
3	390.921633
2	397.2349566
1	404.5049514
RDC	448.8500754
TOTAL	3927.285075

V-6-Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

6-1-Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.1 \times 1,6 \times 1.15 \times 3927.28507}{5} = 144.524091t$$

Tableau V.4: Valeurs de la force sismique totale

	$V_{dx} (t)$	$V_{dy} (t)$
Forces sismiques	170.314866	183.638013

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS9.6.0 :

$V_{dx} = 170,314866 t > 80 \% V_{st} = 115.619273t$ condition vérifiée
 $V_{dy} = 183.638013 > 80 \% V_{st} = 115.619273t$ condition vérifiée

6-2-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,56 s$
 $T_{dyn} = 0.56 < 1,3 T_{sta} = 1.3 \times 0.65 = 0.85sec$condition vérifiée

6-3-Vérification des facteurs de participation massique :

Dans notre cas le nombre des modes a prendre en compte est 8

Tableau V.5:Tableaues facteurs de participation massique

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		U_X	U_Y	U_Z	ΣU_X	ΣU_Y	ΣU_Z
1	0.556171	66.2266	0.0043	0	66.2266	0.0043	0
2	0.483461	0.002	66.4785	0	66.2286	66.4828	0
3	0.409961	0.3918	0.0044	0	66.6204	66.4871	0
4	0.133932	19.7104	0.0315	0	86.3309	66.5186	0
5	0.113271	0.0372	20.0254	0	86.368	86.544	0
6	0.091684	0.0136	0.0029	0	86.3816	86.5469	0
7	0.060525	6.8233	0.0216	0	93.2049	86.5685	0
8	0.051085	0.0271	6.9137	0	93.2319	93.4822	0

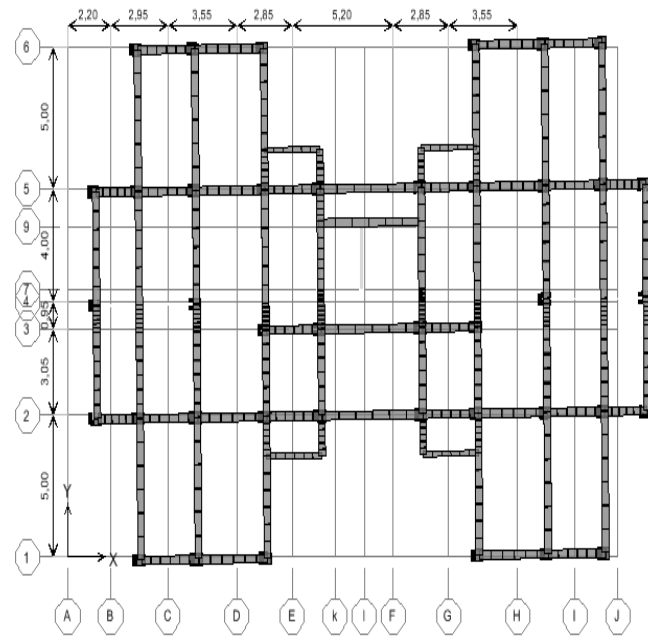


Fig V.2 : Translation pur vers (x ;x)

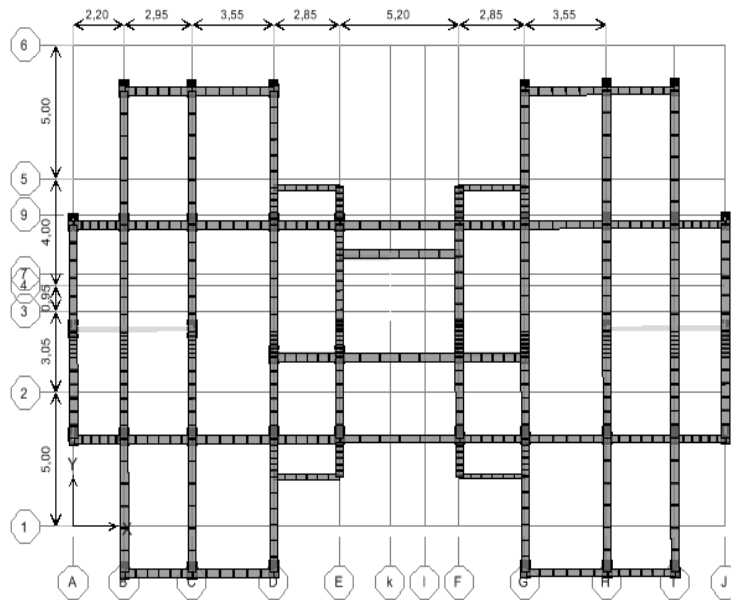


Fig V.3 :Tanslation pur vers (y ;y)

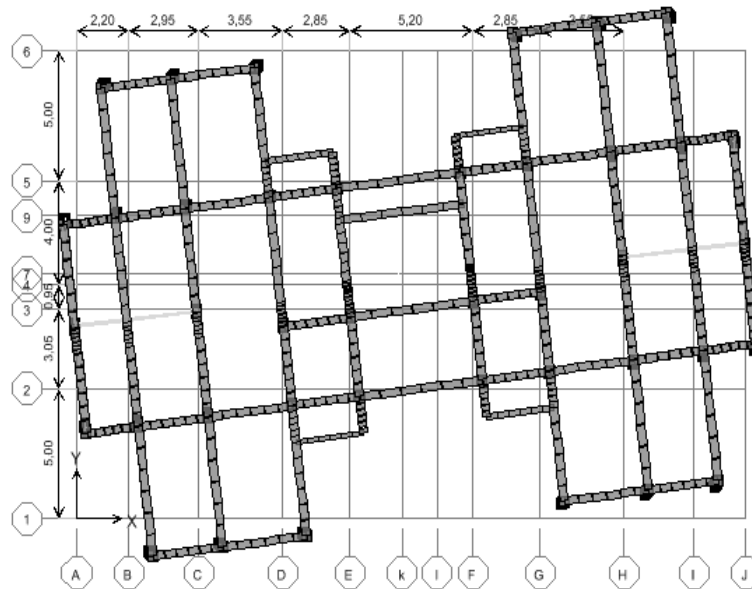


Fig V.4 : Rotation vers (z ;z)

Sens transversal :

$\Sigma\alpha_y = 93.2049\% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 93.4822\% > 90\%$ condition vérifiée.

6-4-Les déplacements latéraux inter- étage :

Tableau V.6: les déplacements latéraux inter-étage

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
9	0.00670075	0.00540093
8	0.0059	0.00470106
7	0.005	0.00410122
6	0.0042	0.00340147
5	0.0033	0.00270185
4	0.0025	0.0021
3	0.0018	0.0014
2	0.0011	0.0009
1	0.0006	0.0005
RDC	0.0002	0.0002

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

Tableau V.7 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage

Niveau	sens longitudinal			Sens transversal.			Comparaison.
	$\delta_{ek}(\text{mm})$	$\delta_{k=R.\delta_{eK}}(\text{m})$	$\Delta k(\text{m})$	$\delta_{ek}(\text{m})$	$\delta_{k=R.\delta_{eK}}(\text{m})$	$\Delta k(\text{mm})$	
9	0.005400 93	0.027004629	0.0034 9931	0.0067007 5	0.03350373	0.004003 73	0.0306
8	0.004701 06	0.023505319	0.0029 9922	0.0059	0.0295	0.0045	0.0306
7	0.004101 22	0.020506097	0.0034 9875	0.005	0.025	0.004	0.0306
6	0.003401 47	0.017007351	0.0034 981	0.0042	0.021	0.0045	0.0306
5	0.002701 85	0.013509256	0.0030 0926	0.0033	0.0165	0.004	0.0306
4	0.0021	0.0105	0.0035	0.0025	0.0125	0.0035	0.0306
3	0.0014	0.007	0.0025	0.0018	0.009	0.0035	0.0306
2	0.0009	0.0045	0.002	0.0011	0.0055	0.0025	0.0306
1	0.0005	0.0025	0.0015	0.0006	0.003	0.002	0.0306
RDC	0.0002	0.001	0.001	0.0002	0.001	0.001	0.0306

6-5-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens-x :

Tableau V.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)

NIVEAU	Masse	P _K	Δ_k	V _K	h _i (m)	Θ
9	369,987	3629,57247	0,00400373	396.006952	3.06	0,01199212
8	385,0025	3776,87453	0,0045	682.15479	3.06	0,00814218
7	386,2066	3788,68675	0,004	908.757345	3.06	0,00544978
6	391,8622	3844,16818	0,0045	1101.6937	3.06	0,00513136
5	398,493	3909,21633	0,004	1265.65244	3.06	0,00403751
4	398,493	3909,21633	0,0035	1400.40971	3.06	0,00319287
3	398,493	3909,21633	0,0035	1508.75486	3.06	0,00296359
2	404,9286	3972,34957	0,0025	1595.17402	3.06	0,0020345
1	412,3394	4045,04951	0,002	1660.92704	3.06	0,00159178
RDC	457,5434	4488,50075	0,001	1703.14866	3.06	0,00086125

Sens-y :

Tableau V.9: Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)

NIVEAU	W _I (KN)	P _K	Δ_k	V _K	h _i (m)	Θ
9	369,987	3629,57247	0,00349931	425,210247	3,06	0,00976142
8	385,0025	3776,87453	0,00299922	736,186769	3,06	0,00502842
7	386,2066	3788,68675	0,00349875	979,318042	3,06	0,0044234
6	391,8622	3844,16818	0,0034981	1183,17938	3,06	0,00371417
5	398,493	3909,21633	0,00300926	1357,15746	3,06	0,00283268
4	398,493	3909,21633	0,0035	1502,07056	3,06	0,00297677
3	398,493	3909,21633	0,0025	1620,93013	3,06	0,00197035
2	404,9286	3972,34957	0,002	1717,33075	3,06	0,00151183
1	412,3394	4045,04951	0,0015	1790,25452	3,06	0,00110759
RDC	457,5434	4488,50075	0,001	1836,38013	3,06	0,00079876

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

6-6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

- L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_G - Y_{ct}|$$

- L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L.

Sens X $e_x = 0.05 L_X$

Sens Y $e_y = 0.05 L_Y$

Tableau V.10:l'excentricité accidentelle et théorique :

Planche r	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Théorique		Accidentelle	
		x _G	y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _y	e _x
9	362.957247	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
8	377.6874525	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
7	378.8686746	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
6	384.4168182	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
5	390.921633	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
4	390.921633	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
3	390.921633	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
2	397.2349566	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
1	404.50499514	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
RDC	448.8500754	14,265	9,196	14,116	9,657	0,149	0,461	0.25	0.26
Total	3927.285075								

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI-1 -Etude sous charges verticales et horizontales :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI-2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)].

2-a-Poutres :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

2-b-Poteaux :

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

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

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI-3-Ferraillage des poutres :

3-1-Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

$S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

- Sollicitation du 2^{eme} genre $\left\{ \begin{array}{l} \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

➤ Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ Mpa

3-2-Les armatures minimales des poutres principales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht.$

- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%bht. (Zone courante)$

$A_{max2} = 6\%bht. (Zone de recouvrement)$

3-3- Exemple de calcul :

-poutre principale (35x45) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 35 \times 45 / 100 = 7,87$ cm²(Sur toute la section)

$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 35 \times 45 / 100 = 63$ cm²

$A_{max2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 35 \times 45 / 100 = 94.5 \text{ cm}^2$ 3.3-Exemple de calcul :

3-1-Poutre de rive :(RDC au 09^{ème} étage)

-En travée :

$(Sp_1) \Rightarrow M_{tsp1} = 31,20 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{tsp2} = 30,53 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}} = 1,02 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp_2)

Données :

- Largeur de la poutre $b=35\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=45\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=36 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime M_u	M_u	30,53 KN.m	$\mu=0,028 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,028	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,986$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,91 cm²	

- En appuis :

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 24,16 \text{ KN.m}$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 18,41 \text{ KN.m}$

$\frac{M_{a_{sp1}}}{M_{a_{sp2}}} = 1,31 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp_1)

Moment ultime M_u	M_u	24,16 KN.m	$\mu=0,030 < \mu_l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x f_{bc})$	0,030	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,985$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	1.74cm²	

Tableau VI.1: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC au 09 ^{ème}	Travée	3.12	3.05	3.05	7.87	1.91	3T14= 4,62
	Appuis	2.41	1.84	2.41		1.74	3T14= 4,62
Terrasse	Appuis	4.849	4.57	4.84	7.87	3.55	3T14=4,62
	Travée	5.341	4.001	5,341		3.92	3T14=4,62

3-2-Poutre principale intermédiaire :

Tableau VI.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC au 09 ^{ème}	Travée	8.53	6.85	8.53	7.87	6.41	3T14+2T12= 6,88 cm²
	Appuis	6.3	4.6	6.3		4.67	3T14+2T12= 6,88 cm²
Terrasse	Travée	8.80	7.35	8.80		6.62	3T14+2T12= 6,88

					7.87		cm ²
	Appuis	5.35	4.008	5.35		3.92	3T14= 4,62 cm ²

3-3-Poutre secondaire (30x30) cm² :

$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 30 \times 30 / 100 = 4.5cm^2$ (sur toute la section)

$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 30 \times 30 / 100 = 36cm^2$

$A_{max2} = 6\% bht = 6 \times 30 \times 30 / 100 = 54cm^2$

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens secondaire)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 09 ^{ème}	Travée	1.26	0.97	1,26	4.5	1.37	3T12= 3,39 cm ²
	Appuis	0.90	0.65	0.90		0.98	3T12= 3,39 cm ²
Terrasse	Travée	2.41	2.49	2.49	4.5	2.38	3T12= 3,39 cm ²
	Appuis	1.80	1.61	1.61		1.53	3T12= 3,39 cm ²

3-4-Poutre intermédiaire :

Tableau VI.4 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens secondaire)

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 09 ^{ème}	Travée	0.58	0.80	0.80	4.5	0.75	3T12=3,39 cm ²
	Appuis	0.35	0.62	0.62		0.59	3T12=3,39 cm ²
Terrasse	Travée	2.45	2.66	2,66	4.5	2.56	3T12=3,39 cm ²
	Appuis	2.10	2.24	2.24		2.14	3T12=3,39 cm ²

VI.4-Les vérifications :

4-1-poutre principale (35x45) cm² :

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23bxdxft28/fe = 0,23 \times 35 \times 40.5 \times 2,1 / 400 = 1,71cm^2.$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4-2-Vérification des contraintes(ELS) :

2-a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 30.53N.m$

$$Mu = 31.20KN.m$$

$$\alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{31.20}{30.53} = 1,02$$

$$\alpha \leq \frac{1,02-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,26 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2-b- En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{amax} = 18.41KN.m$

$$Mu = 24.16KN.m$$

$$\alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{24.16}{18.41} = 1.31$$

$$\alpha \leq \frac{1.31-1}{2} + \frac{25}{100} \alpha \leq 0,405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4-3-Poutre secondaire (30x30) cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft28/fe = 0,23x30x27x2,1/400 = 0.97cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

4-4-Vérification des contraintes(ELS) :

4-a-En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 9.7KN.m$

$$Mu = 12.6 KN.m$$

$$\alpha = 0,0510$$

$$\gamma = \frac{12.6}{9.7} = 1,29$$

$$\alpha \leq \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,395 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4-b-En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{max} = 6.5 \text{KN.m}$

$$Mu = 9 \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0,0381$$

$$\gamma = \frac{9}{6.5} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \alpha \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI-5-Vérification de l'effort tranchant

5-1-Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 38.61 \text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{38.61 \cdot 10^{-3}}{0,35 \cdot 0,405} = 0,27 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \{ \min(0, 2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{MPa}) \}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

5-2-Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13,04 \text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{13.04 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 0,27} = 0,16 \text{MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \{ \min(0, 2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{MPa}) \}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque du cisaillement

VI-6-Calcul les armatures transversales :**6-1-Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,85;35;16)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

6-2-Calcul de L'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 30\text{cm} \\ St \leq \min (36,45; 40\text{cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale:

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (11,25; 16,8; 30\text{cm}) \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/2 \Rightarrow St = 20\text{cm}$$

6-3-Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \Phi/2 + r) ; L_1 \geq \frac{ls - 2.19r - l_2}{1.87}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 26,36 \text{ cm} \\ L_1 = 8,64 \text{ cm} \end{cases}$$

6-4-La longueur de recouvrement:

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

VI-7-Vérification de la flèche :

$$M_{tmax} = 6,70 \text{ t.m.},$$

$$M_0 = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(2,95 + 1,7) \times (4,25)^2}{8} = 10,49 \text{ t.m}$$

(à l'ELS)

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,117 > 0,0625 \dots\dots\dots (condition\ vérifiée) \\ \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_0} \dots\dots\dots 0,11 > 0,063 \dots\dots\dots (condition\ vérifiée) \\ As/bd < 4,2/fe \dots\dots\dots 0,0059 < 0,0105 \dots\dots\dots (condition\ vérifiée) \end{array} \right.$$

VI-8-Ferraillage des Poteaux :

8-1-Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 3 Combinaisons suivantes :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A1$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A2$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A3$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$$

8-2-Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone D).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

Tableau VI.5 : les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	Amin=0,7 %b.ht	Amax1=4%b.ht	Amax2=6%b.ht
(50x50) cm ²	17.5 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
(45x45) cm ²	14.18cm ²	81cm ²	121,5cm ²
(40x40) cm ²	11.2 cm ²	64cm ²	96cm ²

Tableau VI.6 : les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Etages		(50x50)	(40x40)	(30x30)
Poteaux	Combinaison			
(a)	N _{max}	144.72	108.03	108.03
	M _{corrp}	0.25	0.31	0.31
(b)	N _{min}	43.67	30.04	11.11
	M _{corrp}	0.28	0.47	0.11
(c)	M _{max}	4.00	3.33	2.48
	N _{corrp}	104.83	80.52	43.80

Tableau VI.7: les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre

Etages		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Poteaux	Combinaison			
(a)	N _{max}	111,41	84.08	84.08
	M _{corrp}	1.75	2.10	2.10
(b)	N _{min}	35.48	15.14	12.53
	M _{corrp}	0.40	0.63	0.15
(c)	M _{max}	3.60	3.90	0.16
	N _{corrp}	81.85	30.19	0.28

8-3-Exemple de calcul :

3-1-Poteau (RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage)

Section (50x50) cm²

Données :

- Largeur du poteau b= 50 cm.
- hauteur de la section ht = 50 cm.
- Enrobage c = 2,5 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 47.5 cm
- Contrainte des aciers utilisés fe = 400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours fc28 = 25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft28 = 2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

— > Nmax = 144,72t Mcorresp = 0.25 t.m

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1.07/112.8 = 0,0017 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 144,72 \times (0,475 - 0,50/2 + 0,0017) = 32.80 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \times h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot fbc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 144.72 \text{ t} < 286.9 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 32.80 \text{ t.m} < 53.58 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$\text{---} > \mathbf{Nmin} = 43.67 \text{ t} \quad \mathbf{Mcorresp} = 0.28 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.28/43.67 = 0,00641 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 43.67 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.00641 \right) = 10.10 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot fbc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 43.67 \text{ t} < 286.9 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 10.10 \text{ t.m} < 20.74 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$\text{---} > \mathbf{Ncorresp} = 104.83 \text{ t} \quad \mathbf{Mmax} = 4.003 \text{ t.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 4.003/104.83 = 0,038 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 104.83 \left(0,475 - 0,50/2 + 0.038 \right) = 27.57 \text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot fbc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 104.83 < 286.9 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 27.57 \text{ t.m} < 49.79 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

3-2-Combinaisons du 2eme genre :

$$\longrightarrow N_{max} = 111.41t \quad M_{corresp} = 1.75t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1.75/111.41 = 0,015 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 111.41 (0,475 - 0,50/2 + 0.015) = 24.73 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \begin{cases} Nu = 98.95 < 374.22 t \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 24.73 t.m < 47.00 t.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$).

$$\longrightarrow N_{min} = 35.48t \quad M_{corresp} = 0,40 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,40/35.48 = 0,011 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 35.48 (0,475 - 0,50/2 + 0.011) = 8.37. m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \begin{cases} Nu = 35.48 t < 374.22 t \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 8.37 t.m > 16.85 t.m \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$).

$$\longrightarrow N_{corresp} = 81.85 t \quad , \quad M_{max} = 3.60 t.m$$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3.6/81.85 = 0,044 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 81.85 (0,475 - 0,50/2 + 0.044) = 22.01 t.m$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc . b . h \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . fbc) \end{cases} \begin{cases} Nu = 81.85 t < 374.22 t \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 22.01 t.m < 38.87 t.m \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$).

Section adoptée :

9-2- Calcul des armatures transversales :**2-1-Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20/3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- St : Espacement des armatures transversales.

2-2- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } St \leq \min(10 \emptyset L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } St \leq 15 \emptyset L = 9.18 \text{ cm} \quad \text{Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

2-3- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7 L_0$$

$$\lambda_g = 0.7 \cdot \frac{L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.50} = 4.28 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 4.28 < 5 \rightarrow \rho_0 = 3.75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 247}{50 \times 235} = 1.18 \text{ cm}^2$$

2-4-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / St \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.55 \% \rightarrow \lambda_g = 4,28 < 5$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \times 10 \times 50 = 2,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 50 = 4,125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 9\phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

2-5-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau/2. ; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2-6-Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

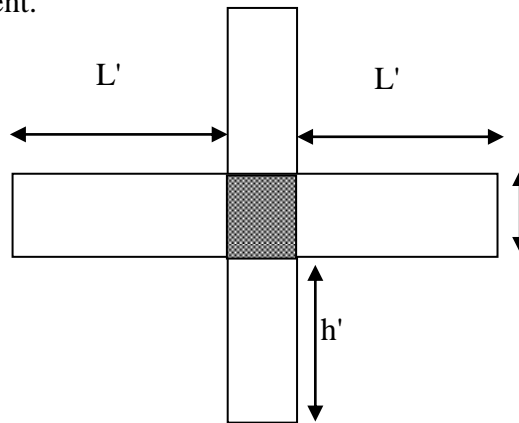


Fig. VI.2 zone nodale

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{306}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Les poteaux :

(RDC → 2^{ème} étage)

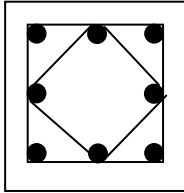
(3^{ème} → 7^{ème} étage)

(8^{ème} → 10^{ème} étage)

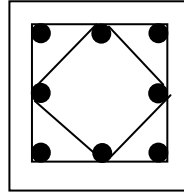
(50x50)

(45x45)

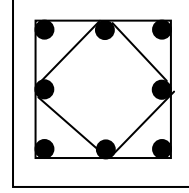
(40x40)



4T20+4T14



4T16+4T14



8T14

Fig. VI.3-Dessin de ferrillages des sections des poteaux

CHAPITRE VII

Etude des voils

VII-1-Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelles que soient leurs destinations (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

VII-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 sismique, 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:

2-1-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).

2-2-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.

2-3-principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)

2) 0,8G + E (calcul des aciers de flexion)

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

2-3-1-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-a-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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

1-b-2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).}$$

-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 .

1-c-3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

2-3-2- Armatures verticales :

Elles 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 égal 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.

2-3-3- 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 disposées 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 %.

2-3-4-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.

VII-3- ferrailage des voiles :**3-1-Exemple de calcul :**

$$A = 1.53 \text{ m}^2$$

$$I = 2,27 \text{ m}^4$$

$$V = 3,075 \text{ m}$$

$$N = 58.04 \text{ kN}$$

$$M = 10.41 \text{ Kn}$$

$$T = 6.59 \text{ kN}$$

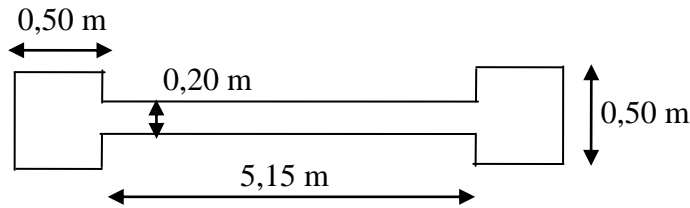


Fig. VIII.1-schéma du voile + poteaux

3-2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{58.04}{1.53} + \frac{10.41 \times 3.075}{2.27} = 52.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{58.04}{1.53} - \frac{10.41 \times 3.075}{2.27} = 23.83 \text{ MPa}$$

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).

3-3-Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,20\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3-a-Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) . 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 12 mm

3-b-L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2.a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 22.5 \text{ cm} \dots\dots\dots(2).$$

$$\text{Donc: } St \leq \min\{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65 cm²/ml**.

3-4-Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

3-5-calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, 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/m² au moins; on prend donc **4φ6 par m²**.

3-6-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcule la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{0,00659.1,4}{0,20.5,15} = 0,0089 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,0089 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

VII-4-Disposition des armatures :

4-1-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 15 cm

On à $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 20\text{ cm}$ Condition. Vérifiée.

$L=515\text{ cm} \rightarrow L/10 = 51.5\text{ cm}$.

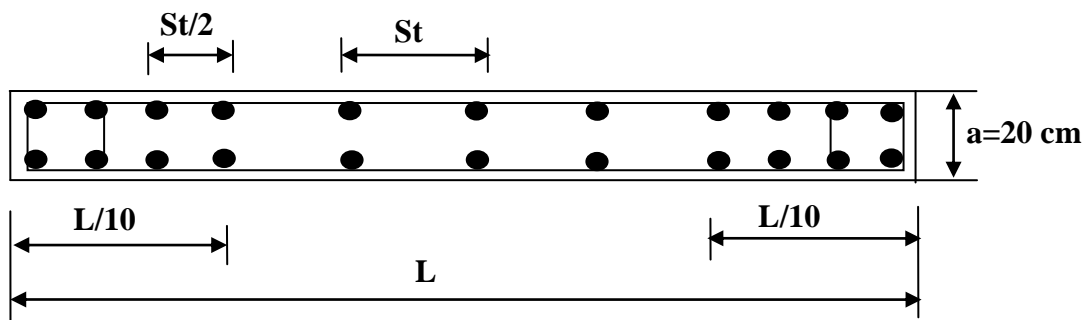


Fig. VIII.2-Disposition des armatures verticales dans les voiles.

4-2-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.

4-3-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.

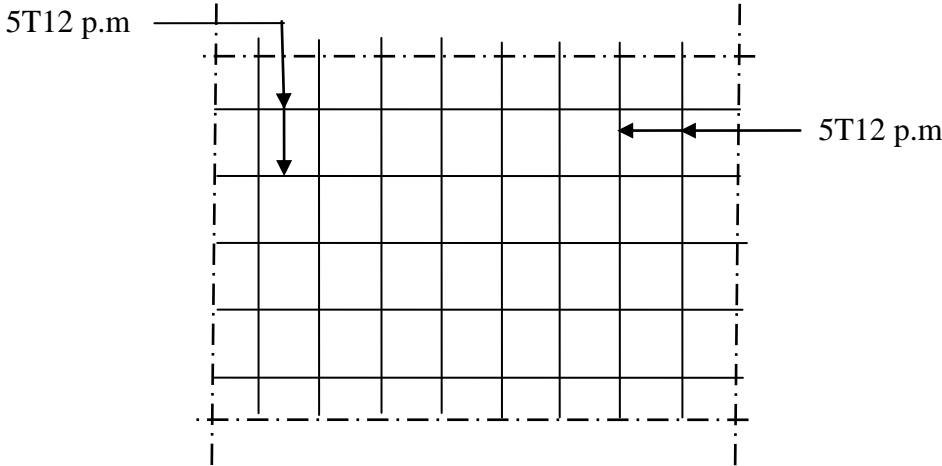


Fig. VII.3-Disposition du ferrailage du voile.

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII-1-Calcul des fondations :

1-1-Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 2.5 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

→ Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

1-2-Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

$$43879,7768 / 1,5 = 292,5318 \text{ cm}^2$$

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 4387,97t.$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 4387, \frac{97}{15} = 292.53 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 551.3m^2$.

2-3-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3-a-1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,20 \text{ m}$

$$Qu = \frac{Nu}{S} = \frac{6010.14}{551.3} = 10.90 \text{ t/m}^2.$$

Par ml : $Qu = 10.90 \times 1 = 10.90 \text{ t/ml}$.

$$Vu = 10.90 \times 5,20/2 = 28.34 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{28.34 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,19 \text{ m}$$

3-b-2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad . \quad L = 520 \text{ cm}$$

$$20,80 \leq d \leq 26 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm} ; \text{ on prend : } h = 35\text{cm} ; d = 31.5\text{cm}$$

1-5-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 :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 57,77\text{cm} \leq h \leq 86,66 \text{ cm}$$

On prend : $d=0.9 \cdot h=76,5 \text{ cm}$; $h = 85 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$.

5-1-Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,35 \times 558,8 + 0,85 \times 0,50 \times 268,8] = 774,55 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 4387,97 + 774,55 = 5162,52 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5162,52}{551,3} = 9,36 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5-2-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 : $I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,85)^3 / 12 = 0,025 \text{ m}^4$.

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,50 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,025}{500 \times 0,50}} = 5,98 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,70 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,4 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nues des poteaux.

1-6-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{5162,52}{551,3} = 9,36 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 8,485 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 8,485 \text{ t/m}^2$$

1-7-Ferrailage du radier :

7-1-Ferrailage des dalles :

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 on a deux cas :

7-1-1 ère cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1-a-Les moments sont données par :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}$$

1-b-Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

1-c-Moment sur appuis :

$M_a = 0,3M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$appuis intermédiaire.

7-1-2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

7-2-Exemple de calcul :

$\alpha = L_x/L_y = 4.5/4.7 = 0,96 > 0,4$

La dalle porte dans les deux sens.

$\alpha = 0,96 \Rightarrow \mu_x = 0,0401; \mu_y = 0,9092$

$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$

$M_{0x} = 0,0401 \times 8,485 \times (4.5)^2 = 6.891t.m$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$

$M_{0y} = 0,9092 \times 6.89 = 6.26t.m$

2-1-En travée :

1-a-Sens x :

$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 6.89 = 5.17t.m$

$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.17 \cdot 10^4}{100(31.5)^2 \cdot 14,17} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\mu_1 = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$

$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.17 \cdot 10^4}{0,982 \cdot 31.5 \cdot 5.348} = 4.80cm^2.$

On adopte : **6T12 / ml, A = 6,79 cm²/ml, S_t = 16**

1-b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 6.26 = 5.32 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{5.32.10^4}{100(31.5)^2.14,17} = 0,037 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{5.32.10^4}{0,9815.31.5.348} = 4.94 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5T12 / ml, A = 5.65cm²/ml, S_t = 20cm**

2-2-En appuis :

2-a-Sens x :

$$M_{ax} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 6.89 = 2,07 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2,07.10^4}{100(31.5)^2.14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{2,07.10^4}{0,993.31.5.348} = 1.90 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3T10 / ml, A = 2.36 cm²/ml, S_t = 30 cm**

2-b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 6.26 = 3.13 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{3.13.10^4}{100(31.5)^2.14,17} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,022 \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{3.13.10^4}{0,989.31.5.348} = 2.88 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3T12 / ml, A = 3.39cm²/ml, S_t = 30cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII-2-Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent 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.

2-1-Sens longitudinal (y) :

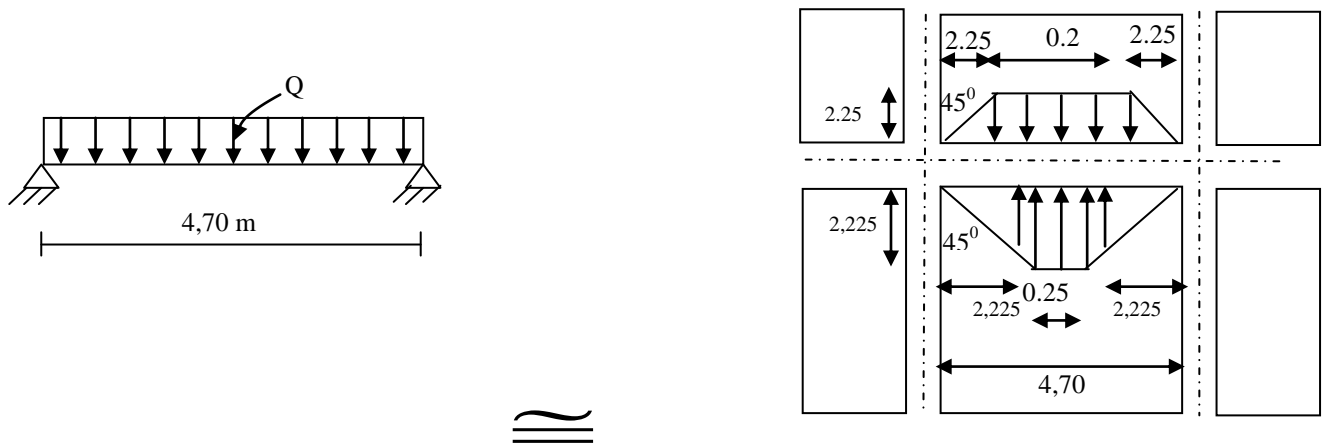


Fig. IX. 1: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

1-1-Calcul de 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 : $Lx_1 = 4,5$ m

$Ly_1 = 4,70$ m

$Lx_2 = 4,45$ m

$Q = 8,485$ t/m²

Donc :

$$Q' = \frac{8.485}{2} \left[\left(1 - \frac{4,5^2}{3 \times 4,7^2} \right) . 4,5 + \left(1 - \frac{4,45^2}{3 \times 4,70^2} \right) . 4,45 \right] = 26,50 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{26,50 \times 4,70^2}{8} = 73,17 \text{ t.m}$$

1-2- Calcul du ferrailage :

2-a-En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.73,17 = 62,20 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 85 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 76,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{62.20.10^4}{50.(76,5)^2.14,17} = 0,150 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,918$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s.\beta.d$$

$$A_1 = 62,20.10^4 / 348.0,918.76,5 = 25,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 ; A = 28,65 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}16 \end{cases}$$

2-b-En appuis :

b-a-Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5. 73.17 = 36,58 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,088 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,088 \rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_s = 14,40 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T20) Fil + (4T14) chap. ; A = 18,73 cm².

2-2-Sens transversal(x) :

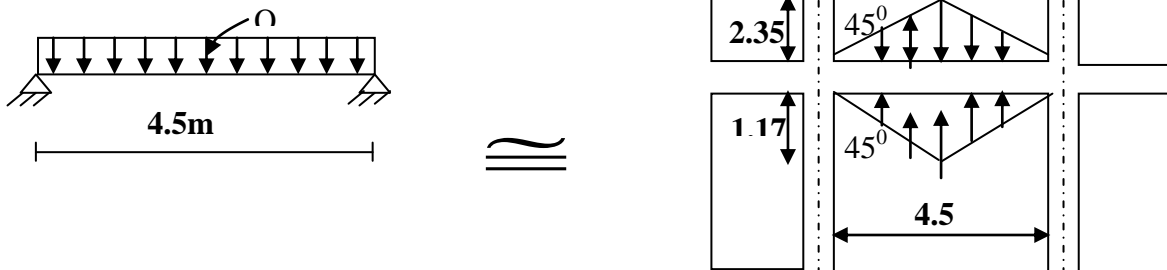


Fig. IX. 2: Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

2-1-Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3}.Q.Lx_1$$

$$\text{Tel que : } Q = 8,485 \text{ t/m}^2$$

$$Lx_1 = 2,35 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \times 8,485 \times 2,35 = 13,29 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{13,29 \times 4,5^2}{8} = 33,64 \text{ t.m}$$

2-2- Calcul du ferrailage :

2-a-En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.33.64 = 28.59\text{t.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 85\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 76,5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{28.59.10^4}{50.(76,5)^2.14,17} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{28.59.10^4}{0,965.(76,5).348} = 11,13\text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte:} \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T}16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}14 \quad ; A = 20,36\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T}14 \end{cases}$$

2-b- En appuis :

b-a- Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.33.64 = 16,82\text{t.m}$$

$$\mu = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_s = 6,45\text{cm}^2$$

On adopte : (4T14) fil + (4T12) chap. ; A = 10,68cm².

b-b-Appuis de rive :

$$M_a = 0,3M_o = 0,3 \times 33,64 = 10,09\text{t.m}$$

$$\mu = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = 3,83\text{ cm}^2$$

On adopte : (4T12) . ; A = 4.52cm².

VIII-3-Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (85 - 0,1 fe) = 85\text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a=85\text{ cm}$ (vérifiée), 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). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas 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, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section 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 $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,50) m^2$,

on a : $Asp = 3 \times 2 (b_0 + h) cm^2 \rightarrow Asp = 3 \times 2 (0,50 + 0,85) = 8,10 cm^2$

On adopte : **4T20 Fil ; A = 12,56 cm².**

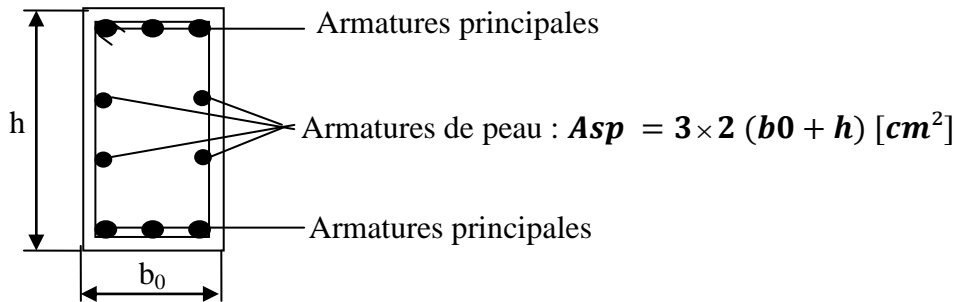


Fig. IX. 3 : Schéma des armatures de peau.

3-1-Les vérifications :

1-1- Contrainte de cisaillement :

$T_{max} = 28,34 t$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{28,34}{0,50 \cdot 0,765 \cdot 100} = 0,74 MPa.$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28} ; 4 MPa) = 2,50 MPa.$

$\tau_u = 0,74 MPa < \bar{\tau}_u = 2,50 MPa \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

1-2-Armatures transversales :

-Diamètre : $\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_l ; b/10) = \min(24 ; 10 ; 50) = 10 mm$
on prend $\phi_t = 10 mm$

1-3-Espacement :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(21,25, 12) = 12 cm$

on prend $S_t = 15 cm.$

Donc on utilise des armatures : **HA, Fe400, soit 4T10, A=3,14cm².**

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 MPa) = \max(0,665 ; 0,4 MPa) = 0,66 MPa$

$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,66 MPa \dots \dots \dots$ conditi on vérifiée.

Les croquets de ferrailage :

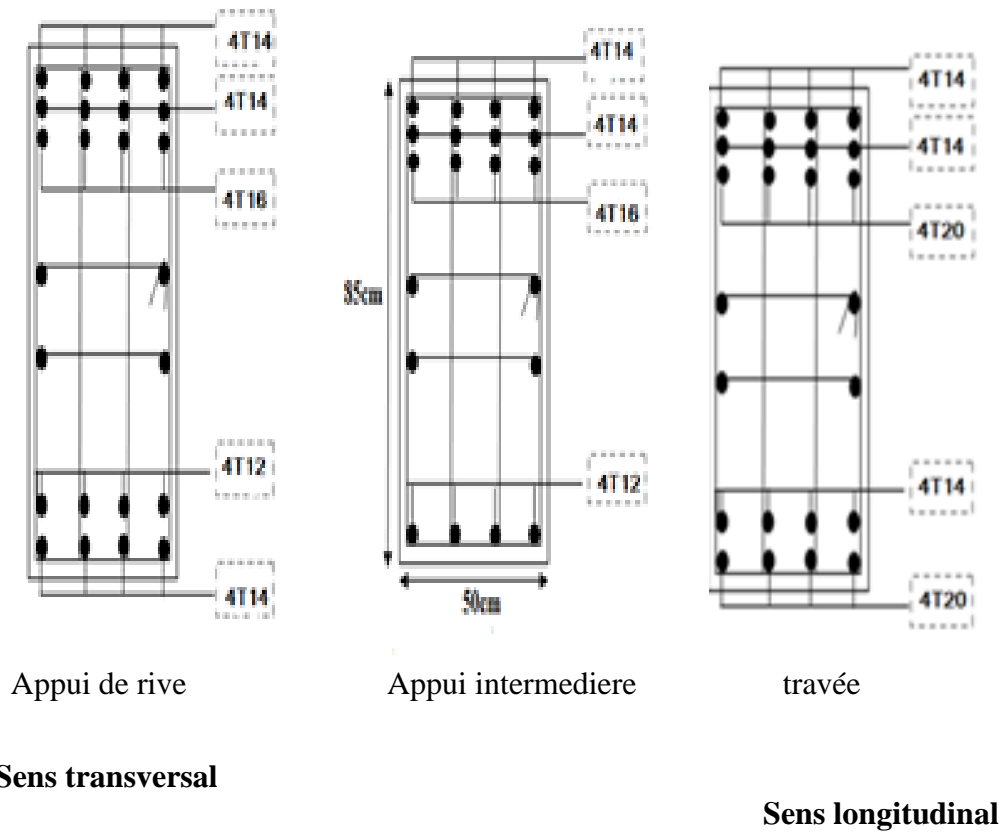


Fig VIII-5 : Schéma du ferrailage de la nervure

CONCLUSION

GENERALE

COCNCLUSION GENERALE

Conclusion :

Ce projet de fin d'étude consistait en l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation sis en zone de faible sismicité (I) , est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de notre formation et surtout d'apprendre les différents techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées aux cours de l'étude, nous ont conduites à nous documenter et étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Ce projet nous a permis de connaitre également les différents systèmes de contreventement déduits du RPA99 modifié en 2003.

Enfin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus

Pour les promotions futures.

Références Bibliographiques

- ☞ *Cours de béton armé "B.A.E.L.91" Jean-pierre Mougín*
 - ☞ *Règles parasismiques algériennes "RPA99 modifié 2003"*
 - ☞ *Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R. B.C. 2.2*
 - ☞ *Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton
banché « D.T.R.-B.C.-2.42 »*
 - ☞ *Mémoires de fin d'étude:*
- Logiciels:**
- ☞ *logiciel ETABS version 9.6.0*
 - ☞ *logiciel socoteque .*

Résumé

Le présent projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de TIARET. Cette région est classée en zone de faible sismicité(I) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étudier les éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur.).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel ETABS 9.6.0 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera traitée dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 9.6.0, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in the wilaya of TIARET . This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator.).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS 9.6.0 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

Attheend, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Rein forced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية مزدوجة الاستعمال تتكون من طابق ارضي زائد 09 طوابق بالإضافة الى طابق تحت ارضي. الطابق الأرضي ذات استعمال تجاري و باقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع بولاية تيارت . نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة (BAEL91modifié99)، أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية... الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و وخصائصها بالإضافة الى فرضيات الحساب. ثانياً نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الاعمدة ، الروافد). ثالثاً نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم ، الشرفة... الخ). بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99v2003) و بواسطة "ETABS"، و دراسة تاثيرات الريح، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناءية و الجدران المسلحة . و في الأخير نقوم بدراسة الاساسات و (الأساس العام).

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، ETABS، RPA99v2003، BAEL91modifié99