



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



**Département de Génie Civil**

N° de série :.....

## **Mémoire de fin d'études**

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Structure**

**Étude d'un bâtiment a usage mixte (habitation  
et centre commercial) en béton armé (R+8)  
avec un contreventement mixte**

*Dirigé par : M. RAFRAFI Saleh*

*Réalisé par : -DEKHOUCHE Selma  
-BOUDOUHA Saida*

*Membres de jury :*

*M. LEKOURA Laid Président*

*M. MASMOUDI Mounira Examineur*

*M. BOHADHERA Abdelhakim Examineur*

*Présenté le 01/07/2019*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciement

Tout d'abord, nous remercions ALLAH le tout puissant pour son aide et pour nous avoir donné la force et la patience afin d'arriver à terminé ce travail.

Nous remercions nos deux familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur Rafrafi.Saleh.

Nous tenons également à remercier tous les ingenieurs de Organisme National de Contrôle Technique de le Construction KHENCHELA ,specialement monsieurs : Kada.A et Soufian.O pour tout le soutien qu'il nous a apporté.

Nous remercions aussi toutes les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

 Selma.D et Saida.B



# Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

Exceptionnellement à une personne très spéciale et très chère à mon cœur ; ma mere Nouara (la rose de ma vie).

A mon très cher père Youcef.

A mes cheres frères :Mouhamed , Oualid et Abd-  
Erahime a ma soueur Sarah

A toute la famille Dekhouche sans exception.

A toutes mes ami(es) : Maya,Imen,Chayma, kenza  
Naima, Amel, Suomia et Roumissa.

A tout les personnes du promo 2019 génie civil.

A ma chere binôme Saida et toute sa famille .



*Selma.D*



# Dédicace

Je dédie ce modeste travail du fond du cœur a tout les  
personne je j'aime :

A ma précieuse mère, que Dieu ait pitié d'elle

A chère père qui m'ont soutenue et aidé et qui ont  
toujours crue en moi et à mes capacités, je les remercie  
pour leurs sacrifices afin de venir se que je suis.

A mes chères sœurs : Assia , Hbara et Kenza .

A mes frères : Rabie et Amine.


A ma chère tentes .

A toute la famille Boudouha sans exception.

A mes très chères amies : Naidia et Roufaida.

A ma binôme Selma qui n'a pas cessé et m'encourager  
tout le temps et sans oublier sa famille. A tous mes  
amies de la bibliothèque et de club scientifique de génie  
civil.

A tous ma promotion de Génie Civil 2018/2019.



*Saida.B*

# Sommaire

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux

I.1) Présentation de l'ouvrage .....	3
I.1.1) Introduction .....	3
I.1.2) Caractéristiques géométriques de la structure .....	3
I.1.3) Présentation des règlements C.B.A93 .....	3
I.1.3.1) Domaine d'application.....	3
I.1.3.2) Principe des justifications.....	3
I.1.3.3) Définition des états-limites.....	4
I.1.3.4) Actions .....	4
I.1.3.5) Sollicitations de calcul .....	4
I.1.4) Présentation des RPA99/Version 2003.....	5
I.1.5) Les logiciels utilisés.....	5
I.1.6) Définition des éléments de l'ouvrage .....	5
I.2) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	7
I.2.1) Introduction.....	7
I.2.2) Le béton .....	7
I.2.2.1) Définition.....	7
I.2.2.2) Dosage du béton selon la formulation du béton.....	7
I.2.2.3) Résistance mécanique du béton .....	7
I.2.2.3.1) Résistance du béton à la compression $f_{cj}$ .....	7
I.2.2.3.2) Résistance du béton à la traction $f_{tj}$ .....	8
I.2.2.3.3) Résistance minimale du béton.....	8
I.2.2.3.4) Déformations longitudinales du béton.....	8
I.2.2.3.5) Coefficient de poisson $\nu$ .....	9
I.2.3) L'acier.....	9
I.2.3.1) Définition.....	9
I.2.3.2) Caractéristiques mécaniques .....	9
I.2.3.3) Contrainte limite.....	9

I.2.3.4) Justification des sections a des sollicitations normales.....	10
I.2.3.4.1) Définition.....	10
I.2.4) Conclusion .....	14

## Chapitre II : Pre dimensionnement et Descente des charges

II.1) Introduction .....	16
II.2) pré dimensionnement.....	16
II.2.1) Les poteaux.....	16
II.2.2) Pré dimensionnement des poutres .....	18
II.2.3) Plancher à corps creux .....	20
II.2.3.1) Condition de la flèche .....	21
II.2.3.2) Les caractéristiques géométriques des nervures.....	21
II.2.4) La dalle Pleine .....	22
II.2.5) Les voiles .....	23
II.2.6) L`escalier .....	25
II.2.7) L`acrotère .....	26
II.2.8) Balcon .....	26
II.3) Décente des charges .....	27
II.4) Poids volumiques des matériaux.....	27
II.5) Évaluation des charges.....	27
II.5.1) Plancher terrasse inaccessible.....	27
II.5.2) Plancher étage courant : (corps creux 16+4) .....	28
II.5.3) Plancher Centre professionnel.....	28
II.5.4) Poids propre des murs extérieurs.....	29
II.5.5) Poids propre des murs intérieurs.....	30
II.5.6) L`escalier .....	30
II.5.7) Le balcon.....	32
II.5.8) Dalle pleine assenseur.....	33
II.5.9) Les poutres.....	33
II.5.10) Poids des poteaux .....	34
II.6) La loi de dégression.....	34
II.7) Calcul de $N_u$ max .....	35
II.7.1) Détermination du chargement .....	35

II.8) Vérification de la section des poteaux .....	41
II.8.1) Calcul de la section réduite du béton.....	41
II.8.2) Vérification spécifiques.....	43
II.9) Conclusion .....	45

## Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III .1) Introduction.....	47
III.2.1) Définition .....	47
III.2.1) Calcul des sollicitations.....	47
III.2. 2) Ferrailage de l'acrotère.....	49
III.2.3) Vérification a l'état limite de service .....	50
III.2.4) Vérification du cisaillement.....	50
III.2.5) Dessin de ferrailage.....	51
III.3) Les balcons.....	51
III.3.1) Évaluation des charges .....	52
III.3.2) Combinaison des charges.....	52
III.3.3) ferrailage à l'ELU.....	51
III.3.4 ) Vérification a l'ELS.....	54
III.3.5) Vérification du cisaillement.....	54
III.3.6) Vérification de la flèche.....	54
III.3.7) schéma de ferrailage.....	55
III.4) L'escalier.....	55
III.4.1) Dimensionnement et surcharges de la section.....	55
III.4.2) Calcul des sollicitations.....	56
III.4.3) Ferrailage a E.L.U.....	57
III.4.3.1) Ferrailage a E.L.U de type (1).....	57
III.4.3.2) Vérification a L'ELS .....	59

III.4.3.3) Récapitulations.....	60
III.4.3) Ferrailage des escaliers.....	61
III.4.3.5) Conditions de non fragilité .....	61
III.4.3.6) Armateur de répartition.....	61
III.4.3.7) Espacement entre les armatures .....	62
III.4.3.8) Vérification à l'ELS .....	62
III.4.3.9) Vérification de l'effort tranchant .....	63
III.4.3.10) Schéma de ferrailage des escaliers .....	64
III. 5) Poutre palière.....	65
III. 5) Poutre palière.....	65
III.5.1) Introduction .....	65
III.5.2) Évaluation des charges .....	65
III.5.3) Pondération des charges .....	66
III.5.4) Calcul et répartition des moments.....	66
III.5.5) Ferrailage de la poutre palière .....	66
III.5.6) Vérification à l'ELS .....	67
III.5.7) Vérification de la flèche.....	68
III.5.8) Ferrailage à la torsion.....	69
III.5.9) Vérification de l'effort tranchant.....	69
III.5.10) Schéma de ferrailage .....	70
III.6) Les planchers.....	70
III.6.1) Les poutrelles .....	71
III.6.2) Étude planchers .....	71
III.6.3) Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	71
III.6.3.1) La méthode forfaitaire : (Annexe E.1 du BAEL 91) .....	71
III.6.3.2.) Domaine d'application : (BAEL91 art B.6.210) .....	71
III.6.3.3) Principe de la méthode forfaitaire.....	71

III.6.3.4) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire .....	72
III.6.3.5 ) Les efforts tranchants .....	73
III.6.3.6) Les différents types des nervures .....	73
III.6.3.7) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) .....	73
III.6.3.7.1) Principe de la méthode .....	73
III.6.3.7.2) Condition d`application .....	73
II.6.4) Type des poutrelles .....	74
III.6.5) Calcul des planchers.....	76
III.6.5.1) Méthode de forfaitaire plancher terrasse.....	76
III.6.5.1.1) Plancher Terrasse .....	82
III.6.8.1.3) Vérifications a E L S .....	83
III.6.5.1.3) Vérification de la flèche.....	84
III.6.6) Ferrailage de la dalle de compression.....	85
III.6.6.1) Schéma de ferrailage.....	86
III.7.) Étude de l`ascenseur .....	86
III.7.1) Introduction .....	86
III.7.2.) Détermination de la force d`inertie .....	87
III.7.3.) La force dynamique .....	87
III.7.6.) Ferrailage de la dalle .....	89
III.7.7. Ferrailage de la dalle de la machine .....	92

## Chapitre IV: Etude seismique

I.V.1) Introduction .....	94
I.V.2) Choix de la méthode de calcul .....	94
IV.2.1) Méthode statique équivalente.....	94
IV.2.1.1) Condition d`application .....	94
IV.2.1.2) Calcul de l`action sismique .....	94

I.V.3) Méthode d'analyse modale spectrale .....	96
I.V.4.) Modélisation de la structure .....	97
I.V.4.1) Analyse statique et dynamique .....	97
IV.4.2) Détermination des paramètres des combinaisons d'action .....	98
IV.4.3) Poids total de la structure "W" .....	99

## Chapitre V: Calcul des éléments structureaux

V.1) Introduction .....	114
V.1.2) Définitions .....	114
V.1.2.1) Poteaux .....	114
V.1.2.2.) Poutres.....	114
V.1.2.3) Voiles .....	114
V.2) Ferrailage des portiques.....	114
V.2.1) Ferrailage des poutres .....	115
V.2.1.1) Calcul réglementaire et vérifications .....	115
V.2.1.2) Vérification des armatures transversales .....	120
V.2.1.3) Calcul récapitulatif des poutres .....	120
V.2.1.4) Schéma de ferrailage structure (Étage) .....	121
V.2.2.) Ferrailage des poteaux.....	121
V.2.2.1) Aspect réglementaire .....	121
V.2.2.2) Les sollicitations .....	124
V.2.2.3) Exemple de calcul [Poteau (40×55)].....	125
V.2.2.4.) Calcul récapitulatif des poteaux .....	129
V.2.2.5 ) Schéma de ferrailage .....	131
V.2.3.) Ferrailage des voiles .....	131
V.2.3.1) Exemple de calcul d'un voile plein (20cm).....	133

V.2.3.2) Calcul récapitulatif du ferrailage vertical.....	134
V.2.3. 3) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant .....	134
V.2.3.3.1) Calcul récapitulatif du ferrailage horizontal : <i>structure2</i> : .....	135

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

V.I.1) Introduction .....	138
V.I.2.) Étude des fondations .....	138
V.I.2.1) Vérification de La semelle isolée.....	138
V.I.2.2.) Dimensionnement de la semelle filante.....	139
V.I.2.3.) Vérification de Radier général .....	140
V.I.3.Pré dimensionnement du radier .....	141
V.I.3.2.Vérifications.....	142
VI.3.3 Ferrailage du radier .....	145
VI.3.4.Ferrailage des nervures.....	150

# Liste des Figures

## Chapitre I

Figure I.2 : Diagramme déformations contraintes.	9
Figure I.2 :Diagramme de déformation limite de la section.	11
Figure I.3 :Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.	12

## Chapitre II

Figure II.1 : schéma d'une coupe d'un plancher.	20
Figure II.2 : Dimensions de plancher en corps creux.	21
Figure II.3 : caractéristiques géométriques des nervures.	21
Figure II.4 : présentation d'une poutrelle.	22
Figure II.5 : Présentation de la dalle pleine d' ascenseur.	23
Figure II.6 : Voile en élévation.	23
Figure II.7 : Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.	24
Figure II.8 : présentation d'un escalier.	25
Figure II.9 : présentation de l'acrotère.	26
Figure II.10 : présentation du balcon.	26
Figure II.11 : plancher terrasse inaccessible.	27
Figure II.12 : plancher étage courant.	28
Figure II.13 : Schéma des murs extérieurs.	29
Figure II.14 : exemple d'une poutre.	33
Figure II.15: Schéma d'un poteau.	34
Figure I.16 : schéma explicatif de l'application de la loi de dégression.	34
Figure II.17 : Poteau de rive.	35
Figure II.18: Présentation de poteau central.	38
Figure II.19: Présentations des différents types des poteaux.	43

## Chapitre III

Figure III.1 : principe et dimensionnement de l'acrotère.	47
Figure III.2 : schéma statique de M & T.	48
Figure III.3 : section de calcul.	49
Fig.III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	51
Figure III.5 : schéma statique et surcharges sur balcon.	52
Figure III.6 : Position des armatures structurelles du balcon.	53
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de balcon.	55
Figure III.8.Position des armatures structurelles des deux sections.	56
Figure III.9 : Schéma statique d'escalier type (1).	57
Figure III.10 : présentation de schéma statique et chargement des escaliers.	57
Figure III.11 : Schéma de ferrailage des escaliers type 1et 3.	64
Figure III.12 : Schéma de ferrailage des escaliers type II.	64
Figure III.13 : Présentation d` une poutre palière.	65
Figure III.14 : schéma statique d une poutre palière.	65
Figure II.15: Schéma d'un poteau.	34
Figure I.16 : schéma explicatif de l'application de la loi de dégression.	34
Figure II.17 : Poteau de rive.	35
Figure II.18: Présentation de poteau central.	38
Figure II.19: Présentations des différents types des poteaux.	43
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	70
Figure III.21.Présentation de chargement du plancher terrasse type (10)	77
Figure III.21..Les moments sur appui	77
Figure III.22 : Diagramme des moments. Planche terrasse a l'E.L.U.	79
Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants. Planche terrasse à l'E.L.U.	79
Figure III.24 : Géométrie de la nervure.	81
Figure III.25.Ferrailage des poutrelles	84
Figure III. 26 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	86
Figure III.27. Dimension de la dalle machine.	86
Figure III.28 : Ferrailage de la dalle de la machine.	92

## Chapitre VI

Figure I V.1 : Spectre de repense (Bloc 1).	98
Figure IV.2 : Position des voiles.	99
Figure IV.3 : MODE 1 (2D).	104
Figure IV.4 : MODE1 (3D)	104
Figure IV.5 : MODE 2 XY	105
Figure IV.6 : MODE 2 3D	105
Figure IV.7 : MODE 3 XY.	106
Figure IV.8 : MODE 3 3D.	106

## Chapitre V

Figure V.1 : Ferrailage des poutres principales.	131
Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires.	131
Figure V.4 : Dispositions des armatures de poteau (40.55) cm <sup>2</sup> .	131
Figure V.5: Dispositions des armatures de poteau (35.50) cm <sup>2</sup> .	131
Figure V.6 : Dispositions des armatures de poteau (30.45) cm <sup>2</sup>	132
Figure V.7 : Schéma de ferrailage du voile.	136

## Chapitre VI

Figure VI.1 : Proposition d`une semelle filante.	131
Figure VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires.	131
Figure VI. 3 : Poinçonnement appliquée sur fondation.	143
Figure VI.4 : Disposition des armatures de la dalle radier.	149
Figure VI.5: Schéma statique de la nervure	150
Figure VI.6 : Repartions des chargements d`une nervure	150
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier général	154
Figure VI.7 Schéma de ferrailage de la nervure	154

# Liste des Tableaux

## Chapitre I

Tableau I.1 : valeurs de la limite d'élasticité garantie $F_e$ .	9
Tableau I.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours.	12

## Chapitre II

Tableau II.1 : Épaisseur de voiles.	24
Tableau I.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours.	12
Tableau II.3 : charge et surcharge dues au plancher terrasse inaccessible.	27
Tableau II.4 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.	28
Tableau II.5 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.	28
Tableau II.6 : Charge due au mur extérieur.	29
Tableau I.7 : Charge due au mur intérieur.	30
Tableau II.8 : Charge due au palier (type1).	30
Tableau II.9 : Charge due au palliase (type1).	31
Tableau LI.10 : Charge due au palier (type 2 ; 3).	31
Tableau II.11 : Charge due au palliase (type 2 ; 3).	32
Tableau II.12 : charges et surcharges du balcon.	32
Tableau II.13: charges et surcharges du balcon.	33
Tableau III.14 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.	37
Tableau II.15 : Application de la loi de dégression.	37
Tableau I.16 : Présentation des Charges permanentes et d'exploitations cumulées et l'effort $N_u$ max.	37
Tableau II.17 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.	39
Tableau II.18 : Application de la loi de dégression.	40
Tableau II.19 : Présentation des Charges permanentes et d'exploitations cumulées et l'effort $N_u$ max.	40
Tableau II.20 : Présentation des poteaux choisis.	44
Tableau II.21 : Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des déférents éléments.	45

Tableau II.22 : récapitulatif des chargements de différents éléments.	45
---	----

## Chapitre III

Tableau III.1 : de récapitulatif de la combinaison de charge.	48
Tableau III.2 : Chargement et sollicitations agissant sur le balcon.	52
Tableau III.3.évaluation des charges d'escalier (Ep 15cm).	56
Tableau III.4 : évaluation des charges d'escalier (Ep 20cm).	56
Tableau III.5 : moments des escaliers type (1) aux états limitent.	57
Tableau III.6 : Récapitulations des efforts.	60
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.	61
Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.	61
Tableau III.9 : Calcul des armatures de répartition.	62
Tableau III.10 : vérification de l'espacement.	62
Tableau III.11 : Vérification à l'ELS.	63
Tableau III.12 : Vérification de l'effort tranchant.	64
Tableau II.13 : récapitulatif ferrailage de la poutre palière.	67
Tableau III.14 : Chargement sur les planchers.	71
Tableau III.15. : Chargement sur les planchers.	37
Tableau III.16 : Moment sur appui.	78
Tableau III.17 : Moment sur travée.	79
Tableau III.18 : l'efforts tranchants. Plancher terrasse a l'E.L.U.	79
Tableau III.19 : Les sollicitations aux différents types (R.D.C) à l'E.L.U.	80
Tableau III.20 : Les sollicitations aux différents types (Étage courant) à l'E.L.U.	80
Tableau III.21 : Les sollicitations aux différents types (Terrasse) à l'E.L.U.	80
Tableau II.22 : récapitulatif des chargements de différents éléments.	80
Tableau III.22 : Les sollicitations aux différents types (R.D.C) à l'E.L.S	80
Tableau III.23 : Les sollicitations aux différents types (Étage courant) à l'E.L.S.	81
Tab.III.24 : Les sollicitations aux différents types (Terrasse) à l'E.L.S.	81
Tab.III.25 : Les valeurs max (R.D.C ; Étage courant et terrasse).	81
Tableau III.26: Les caractéristiques de L'ascenseur model SCHINDLER SMART MRL 001.	87
Tableau III.27 Sollicitations sur la dalle de la machine.	88
Tableau III.28: Les sollicitations et Résultats de calcul de la dalle pleine sens X-X.	91
Tableau III.29 : Les sollicitations et Résultats de calcul de la dalle pleine sens Y-Y.	91

Tableau III.30. Ferrailage final de la dalle de la machine.	91
---	----

## Chapitre VI

Tableau V.I1 : Valeurs des facteurs de qualités	96
Tableau IV.2 : Les poids de chaque niveau.	99
Tableau IV.3 : Centre de torsion de chaque niveau.	101
Tableau IV.4 : Les centres de masse de chaque niveau	101
Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.	102
Tableau IV.6 : périodes et facteurs de participation.	102
Tableau IV.7 : périodes et facteurs de participation.	103
Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts $F_i$	107
Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens.	109
Tableau IV.10 : l'effet P. $\Delta$ dans le sens x-x.	110
Tableau IV.11 : l'effet P. $\Delta$ dans le sens y-y.	110

## Chapitre V

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.	115
Tableau V.2: Résultats du moments et efforts des poutres (Logiciel robot) .	120
Tableau V.3 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (Terrasse).	120
Tableau V.4 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (Étage).	120
Tableau V.5: Les barres choisies pour les poutres(Terrasse).	121
Tableau V.6: Les barres choisies pour les poutres(Étage).	121
Tableau V.7 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.	122
Tableau V.8 : Sollicitation du poteau à partir le logiciel robot (40.55 )cm <sup>2</sup> .	125
Tableau V.9 : Calcul et choix des sections d'armatures.	129
Tableau V.10 : Vérification des contraintes.	129
Tableau V.11 : Calcul et choix des sections d'armatures.	130
Tableau V.12 : Vérification des contraintes.	130
Tableau V.13 : Calcul et choix des sections d'armatures.	130
Tableau V.14 : Vérification des contraintes.	130
Tableau V.15 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 20cm.	135
Tableau V.16 : Ferrailage horizontal des voiles.	136

## **Chapitre VI**

Tableau VI.1: présentation des sections de semelle filante.	140
Tableau VI.2: Ferrailage du radier.	147
Tableau VI.4 : Tableau présentatif des moments max en ELU et ELS.	151
Tableau VI.5 : Tableau présentatif de calcul des sections de ferrailage.	151
Tableau VI.6 : Tableau présentatif du vérification a L'ELS.	151

# INTRODUCTION



# Introduction générale

## 1. Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques constructions, mais surtout qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien. Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considérer au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays. Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une tour à usage, mixte (habitaion + centre commercial) en **(R+8)** implanté à Annaba qui est classé d'après le règlement parasismique Algérien comme zone **IIa**.

Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines. Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le « Règlement parasismique algérien **RPA99** »Version 2003.

## 2. Problématique :

Les matériaux entrants dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critère tel que : le cout, la disponibilité sur place et la facilite de mise en ouvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique Ce derniers est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions .Il ya a de manière générale dans notre pays un réel besoin de mise en place de procédures de

## **Introduction générale**

---

normalisation et l'homologation des matériaux ainsi que le contrôle des points de leur production.

### **3. Objectif et plan de travail :**

#### **3.1. Objectif :**

Ce projet de fin d'étude a pour but une structure en béton armé composée d'un RDC et 8 étages, toutes les phases de conception ont été abordées, du pré dimensionnement, à l'assimilation des plans d'exécution en passant par le calcul et les différentes vérifications de chaque élément de la structure en respectant les différents règlements et documents techniques.

#### **3.2. Plan de travail :**

Le travail de fin d'étude consiste en une étude structurelle d'une variante en béton armé. L'étude est subdivisée en cinq chapitres.

#### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

Ce chapitre a pour but de faire une destination du projet dans le quel on a identifié le plan de notre projet (conception structurelle et les caractéristiques des matériaux utilisés).

#### **Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges**

Ce chapitre a pour but de déterminer le pré dimensionnement de chaque élément de la structure, et une décente de charges pour vérifier la section du poteau le plus sollicité.

#### **Chapitre III: Calcul des éléments secondaires**

Dans ce chapitre on calcule le ferrailage de tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure. On distingue : les escaliers, les balcons, l'acrotère et le plancher .ect...

#### **Chapitre IV : Étude sismique**

C'est pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

#### **Chapitre V : Calcul des éléments structuraux**

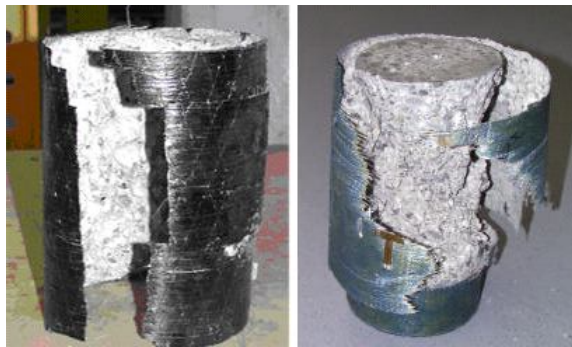
Dans ce chapitre on calcule le ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (*BAEL 91 mod99*) avec respect des vérifications données par le (*RPA version 2003*).

#### **Chapitre VI : Étude de l'infrastructure)**

Dans ce chapitre on a fait l'étude de l'infrastructure pour définir la base de notre construction si elle est : (une semelle isolée ou bien semelle filante ou bien un radier général) Tout ça dépend des certains paramètres on le site dans le chapitre.

# CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE  
&  
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX



# Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

## I.1.Introduction :

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/version2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

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

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet est une tour contreventé par des voiles et des portiques auto stables en béton armé. La tour est composée d'un RDC (centre commercial) ; et 8 étages (le premier étage est un centre Professional et les autres pour usage d'habitation.) ; et un terrasse non accessible.

Cet ouvrage est implanté à la wilaya d'ANNABA, qui est considéré par le règlement parasismique Algérien ``RPA99/version203`` comme une région de moyenne sismicité (IIa).Il classé suivant son importance dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne).

### I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

**RDC :** qu'il représente un centre commercial

- Longueur : 27.10 m
- Largeur : 21.20 m
- Hauteur : 3.40m

**1<sup>ere</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>em</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> Étages:**

- Longueur : 27.10m
- Largeur : 21.20m

- Hauteur : 3.06m

**Terrasse non accessible :** Avec un acrotère d'une hauteur de 60cm

### **I.2.2. Conception structurelle :**

La conception est la phase la plus importante lors de l'élaboration d'un projet de bâtiment .ainsi, une bonne lecture des plans architecturaux, des coupes et des détails est indispensable pour la compréhension du projet et le dégagement des problèmes qui paissent nous.

#### **I.2.2.1. Super structure :**

La structure sera réalisée en béton armé. Toutes les poutres, poteaux, chainages, longrines, dalle... seront en béton armé.

##### **a) Ossature de l'ouvrages :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constitué de portique auto-stable en béton armé et des voiles de contreventement dans les deux directions.

##### **b) Plancher :**

Le plancher est un élément (aire) généralement plane destiné à séparer entre les niveaux.

On distingue deux types de planchers :

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

##### **b.1) Plancher à corps creux :**

Plancher à corps creux est constitué de poutrelle en béton armé de 60 à 65 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivant :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portés de l'ouvrages ne sont pas importantes ;
- L'isolation phonique et thermique (pour le confort) ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

##### **b.2) Dalle pleines :**

Pour certains zones, on a opté pour des dalles pour des dalles pleines a cause de leurs formes irrégulières et celui dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales a ces zones.

##### **c) Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton elles sont réalisées en béton coulé sur place.

**d) Maçonnerie :**

Tous les maçonneries seront réalisées en briques creuses .Ainsi, nous aurons :

- Mur extérieur (double cloison) : des murs extérieurs de (25cm-30cm) d'épaisseur (pour assurer la sécurité d'incendie et l'étanchéité de la pluie et de la neige)
- Mur intérieur (une cloison) : et des murs intérieurs de 10cm d'épaisseur (pour la séparation entre les chambres).

La maçonnerie la plus utilisable en Algérie est en briques creuses.

**e) L'acrotère :**

Élément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps.

**f) Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment .Il est de type 630Kg pour 8 personnes.

**g) Les balcons :**

Ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

**h) Revêtement :**

- Enduits ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;
- Enduits ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B, Cuisine) ;
- Enduit plâtre pour les cloisons et plafonds ;
- Revêtement carrelage pour les planchers et l'escaliers ;
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable ;
- évitant la pénétration des eaux pluviales.

**I.2.2.2. Infrastructure :****I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux****I.3.1. Introduction :**

Les matériaux de construction jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le cout, la disponibilité sur le critère de résistance mécanique .Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

### I.2.1. Le béton

Le béton est un mélange proportionnel de (ciment, de granulats, d'eau et éventuellement d'adjuvants définis par des normes). Il a une bonne résistance à la compression mais résiste 10 fois moins à la traction.

Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; moins de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

- ❖ On appelle le **béton armé** ; est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie les résistances à la compression du béton et à la traction de l'acier. Il Est utilisé comme matériaux de construction, en particulier pour le **bâtiment** et le **génie civil**.

#### I.2.1.1. Dosage du béton selon la formulation du béton :

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 MPa**, on utilisera pour **1m<sup>3</sup>** de béton :

- ❖ **Ciment (CPA42.5)** : dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> ;
- ❖ **Sable** :  $0 \leq \Phi \leq 3 \text{ mm}$  —→ 780Kg/m<sup>3</sup> ;
- ❖ **Gravier** :  $3 \leq \Phi \leq 8 \text{ mm}$  —→ 174Kg/m<sup>3</sup> ;
- ❖ **Gravier** :  $8 \leq \Phi \leq 16 \text{ mm}$  —→ 273Kg/m<sup>3</sup> ;
- ❖ **Gravier** :  $16 \leq \Phi \leq 25 \text{ mm}$  —→ 648Kg/m<sup>3</sup> ;
- ❖ **Eau** : 193 litre /m<sup>3</sup>.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2200 Kg/m<sup>3</sup>**.et **2500 Kg/m<sup>3</sup>**

#### I.2.1.2. Résistance mécanique du béton :

##### A. Résistance du béton à la compression $f_{cj}$ :

[1]

Le béton est défini du point de vue mécanique, par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âges ``noté  $f_{c28}$ `, déterminée par un essai sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage de  $350\text{Kg/m}^3$  de ciment CPA 42.5,  $f_{c28}$  est prise égal 25Mpa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$Et \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \geq 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur  $f_{cj}$  est conventionnellement bornée supérieurement à  $f_{c28}$ . Pour d'autres a 1.10  $f_{c28}$  lorsque l'âge dépasse 28 jours, a condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  atteigne au plus 40 MPa.

On peut alors évaluer la valeur de  $f_{cj}$  par la première formule ci-dessus pour  $28 \leq j \leq 60$ .

Avec :  $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$  pour  $j \geq 60$ .

#### B. Résistance du béton à la traction $f_{tj}$ :

[2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad D'où : f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

#### C. Déformations longitudinales du béton : BAEL91 (art A.2.1, 2)

[3]

##### ❖ Le module de déformation longitudinale instantanée :

Pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours. Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

##### ❖ Le module de déformation longitudinale différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné selon le C.B.A93 (A : 2-1-2-2) par la formule :

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

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10818,86\text{MPa.}$$

##### ❖ Module d'élasticité E :

C'est le rapport entre les contraintes appliquées et la déformation relative  $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations.

❖ **Module de déformation transversale :**

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

❖ **Coefficient de dilatation thermique :**

$\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$  (Béton armé). Ce coefficient peut varier de 0,8 à  $1,2 \cdot 10^{-5}$  selon la composition du béton et la nature du granulat.

❖ **Coefficient de Poisson : BAEL91 (Art A.2.1.3) :**

[4]

Le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} = \frac{\xi_t}{\xi_l}$$

Avec :  $\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_l$ : déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$  dans l'ELU

$\nu = 0.2$  dans l'ELS

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement G est :

$$\frac{E(1+\nu)}{2}, \text{ En MPa.}$$

**Remarque :** La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

❖ **Diagramme déformation-contrainte du béton (parabole rectangle) :**

1) **État limite ultime : BAEL91 (art A.4 .3, 4)**

[5]

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole- rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire présenté dans *la figure* suivante:

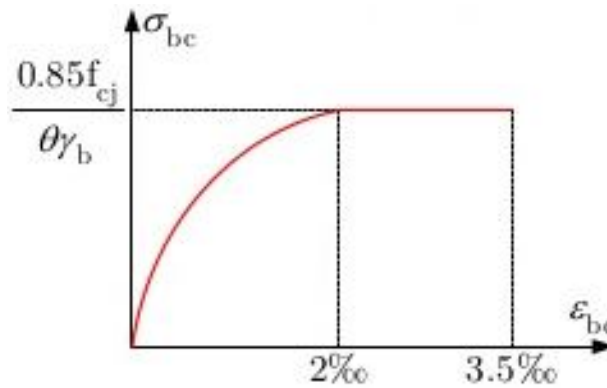


Fig. I.1 : Diagramme déformation-contrainte du béton

Pour  $\xi_{bc} = 2\text{‰}$   $\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

0,85 : est un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$\gamma_b$ : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

$\gamma_b = 1.5$ (Action fondamentale)  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.15$ (Action accidentelle)  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 14.16 \text{ MPa} \approx 14.20$

2) **État limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par  $\sigma_{bc}$  avec

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

**I.2.2. L'acier :**

**I.2.2.1.Définition :**

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction, en cisaillement qu'en compression. Ainsi sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinale :  $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .

Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

Type	Nuance	F <sub>e</sub> (MPa)	Emploi
Rond lisses	F <sub>e</sub> E 22	215	Emploi épingle de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E 22	235	
Barres(HA)	F <sub>e</sub> TE 40	400	Emploi courant

type 3	F <sub>e</sub> TE 50	500	
Fils	F <sub>e</sub> TE 40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
tréfiles(HA) type3	F <sub>e</sub> TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL50 Φ	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	□6mm	520	
	TL 52 Φ ≤ 6mm		

Tab I.1 : valeurs de la limite d'élasticité garantie F<sub>e</sub>

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance F<sub>e</sub> E400.

**Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2, 2) [6]**

Le diagramme déformation (ξs) contrainte (σs) a considéré pour l'application de l'article A.4.3. Est conventionnellement défini ci-après.

Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé a condition de se référé a la valeur garantie de la limite d'élasticité F<sub>e</sub> et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de10‰.

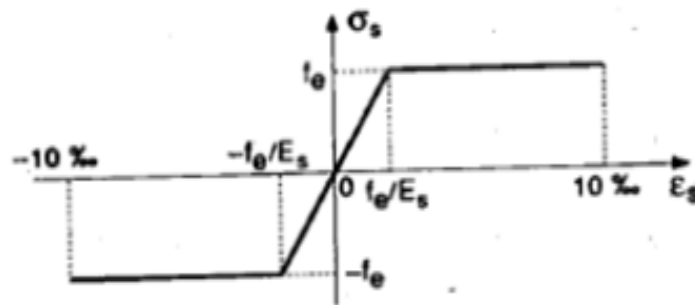


Fig. I.2 : Diagramme déformations contraintes

**La contrainte limite de traction des aciers :**

-Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant.

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$$

- Si la fissuration est préjudiciable : **BAEL (art A.4.5.33) :**

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta ft_j}\right) MPa .$$

-Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta ft_j}\right)$$

$\eta$  : Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés

lisses  $\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6$  mm)

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6$  mm).

**a- Contrainte tangente limite ultime : Art (A-5-1.2)**

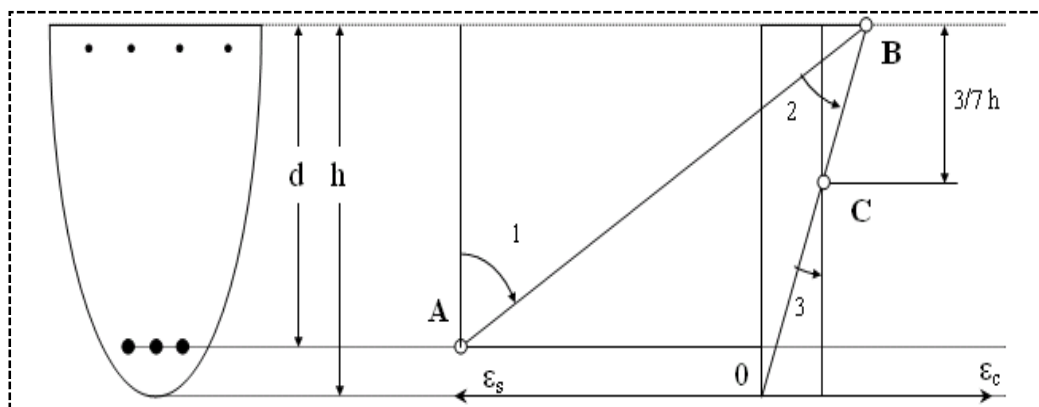
[7]

Cas de l'armature Transversale droit  $\alpha = 90^\circ$

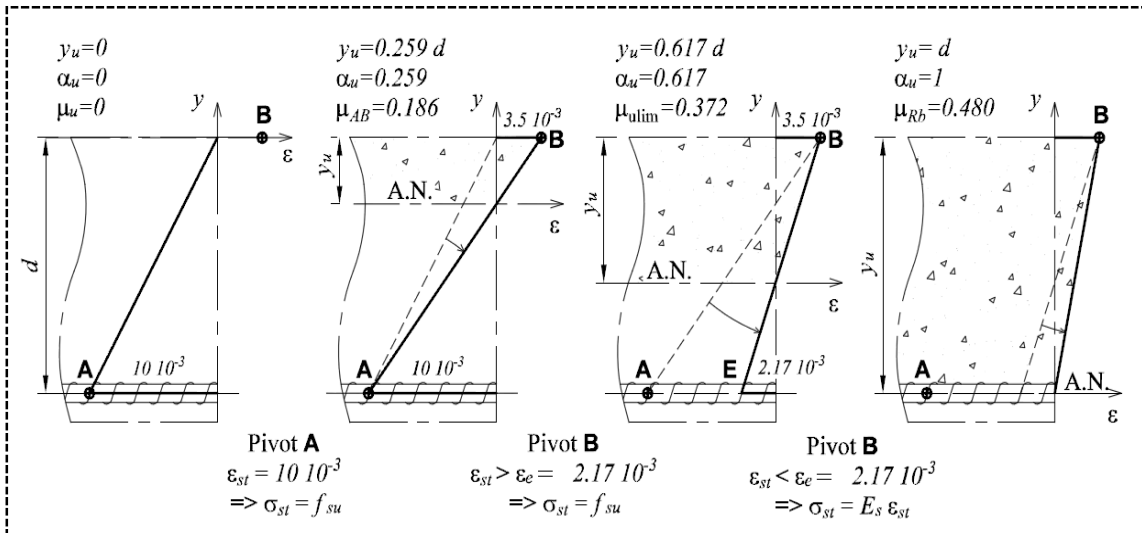
- Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow \tau_u = \min[0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5MP]$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\Rightarrow \tau_u = \min[0.15 f_{c28}/\gamma_b, 4MP]$
- Cas des armatures inclinés à  $45^\circ \Rightarrow \tau_u = \min[0.27 f_{c28}/\gamma_b, 7MP]$
- Cas des dalles  $\Rightarrow \tau_u = [0.07 f_{c28}/\gamma_b]$  (art ,4.5,2,2).

**b- Diagramme des déformations limites de la section : (selon BAEL91)**

Pour les calculs à l'ELU, on suppose qu'un point de la droite de déformation dans la section est fixé. Ce point s'appelle le pivot. Soit il correspond à la déformation limite de traction dans les aciers  $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$  : c'est le Pivot A, soit il correspond à la déformation limite en compression du béton  $\epsilon_{bc\max} = 3.5\text{‰}$  : c'est le Pivot B. Toutes les droites de déformation comprises entre la droite (Pivot A,  $\epsilon_{bc\max} = 0$ ) et  $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$ , Pivot B) sont possibles, comme le montre-la ci- après. Le bon fonctionnement de la section de béton armé se situe aux alentours de la droite AB, car les deux matériaux - acier et béton - travaillent au mieux.



**Fig. I.3 : Diagramme des déformations limites de la section**



**Fig. I.4 :** présentation des trois pivots

Définitions des différentes droites de déformation possibles en flexion simple à l'ELU et des Pivots repérés dans la **Fig. I.4** au dessous :

- Dans le domaine (1) le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité,
- Dans le domaine (2) le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3.5‰ de la fibre de béton la plus comprimée,
- Dans le domaine (3) le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur totale h de la section.

#### I.4. Règlements et logiciels utilisé :

##### I.4.1. Règlements utilisé :

###### 1. 4.1.1. Le `C.B.A 93` :

###### ➤ Présentation des règlements C.B.A93 :

Règles de conception et de calcul des structure en béton armé ``C.B.A``.

A pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérifications des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

###### ➤ Domaine d`application :

Le C.B.A93 est applicable a tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis a des ambiances s`écartant peu des seuls influences climatiques, et dont le béton

est constituée de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg par m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre.

➤ **Principe des justifications :**

Les principes de justifications sont conduits suivants la théorie des états limites tels que spécifiés dans le DTR-BC 2.1 ``principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages``.

**A.4.1.2. Définition des états-limites**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modifications défavorables d'une action (majoration ou minoration selon le cas). On distingue deux sortes d'état limite :

➤ **État limite ultime ELU :**

L'état limite ultime ELU correspond à :

- La perte de l'équilibre statique de la construction (basculement) ;
- La perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture) ;
- La perte de la stabilité de forme (flambement)

➤ **État limite ultime ELS :**

L'état limite de service ELS définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- État limite de compression du béton ;
- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de déformation.

**A.4.1.3. Hypothèses de calcul aux états limites**

➤ **État Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2) :**

- Les sections droites restent droites après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.
- Le raccourcissement ultime de béton est limité à :

$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$  : sections partiellement comprimées.

$\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$  : sections totalement comprimées «faible excentricité».

L'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à  $\epsilon_{cu} = 10 \text{ ‰}$

L'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

Le diagramme de calcul des aciers est bilinéaire.

Le diagramme de calcul du béton est rectangulaire, sauf pour la section totalement comprimée.

➤ **État Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable.
- Les trois premières hypothèses citées en (I.2.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_b, E_s$  sont les module de Yong de béton et de l'acier respectivement,  $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton.

**I.4.1.4.Actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanente, climatiques et d'exploitation) applique a la structure. Ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassement d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classes en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

- **Action permanentes(G) :**

Les charges permanentes à considérer définies par la norme **DTR BC 2.2** pour le calcul des structures en béton armé sont :

❖ **Poids propres :**

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de  $25\text{KN/m}^3$ .

- Actions variables ( $Q_i, i=1, 2, n$ ) : Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires a l'utilisation des locaux.
- Actions accidentelles
- Actions de la température climatique

**I.4.1.5.Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations sont calculées en appliquant a la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

La combinaison de calcul à ELS est :

-  $P_1 = G + Q$

La combinaison de calcul à ELU est :

-  $P_2 = 1.35G + 1.5Q$

Les combinaisons de calcul a ELA (séisme, choc ...) :

- $P_3=G+Q\pm E$
- $P_4=G+Q\pm 1.2E$
- $P_5=0.8G+Q\pm E$

Avec :

- E : effort de séisme
- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation

#### **I.4.1.6.Présentation des RPA99/Version 2003 :**

Le document technique ``DTR BC 2-48`` portant sur les ``REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99`` qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents RPA 81, version 1983`` et `RPA88`` dont il garde la philosophie originale.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniques nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu'international.

#### **I.4.2.Les logiciels utilisés:**

- Auto desk Robot structurel Analysais Professionnel 2014 : pour la modélisation de la structure ;
- Auto Cad 2013 : pour la lecture de plan architectural ensuite pour le dessin des plans de ferrailles.
- Socotec : pour vérifier les calculs manuels.

**Conclusion :**

Dans ce 1<sup>er</sup> chapitre, nous avons présenté la préinscription du projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et les règlements en vigueur. Le chapitre suivant fera l'objet du prédimensionnement de tous les éléments structuraux de notre ouvrage.

# CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT  
&  
DESCENTE DES CHARGES



## Chapitre II :

## Pré dimensionnement et descente des charges

## II.1.Introduction :

Dans n'importe quel projet, Le pré dimensionnement est considérée comme un avant projet ; qui a pour but de calculer des sections des différents éléments résistants en respectant le règlement **BEL91**, le règlement parasismique algériennes **RPA /VERSION 2003**. Il est aussi très important pour la détermination des dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

## II.2.pré dimensionnement :

## II.2.1.Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments les plus sollicités de l'ensemble de la structure, ils jouent un rôle très important dans le maintien de la stabilité de l'ouvrage et la transmission de toutes les charges et surcharges de la structure aux fondations.

On considère que les éléments agissant sur le Poteau seront réduits à une force de compression 'N' perpendiculaire à la surface et centrée, passant par le centre de gravité.

Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des réseaux architecturaux.

Pour notre projet on a des poteaux de sections rectangulaires (40,40) ; (40,30).

Le deuxième critère que l'on doit prendre en considération est la description de RPA qui doivent être vérifiées les conditions suivantes :

Donc selon le RPA (Article 7.4.1) : pour la zone (IIa) [6]

✓ Poteau section (40,55) cm<sup>2</sup> :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) cm ≥ 25 cm  
Min (40, 55) cm ≥ 25 cm ⇒ 40cm ≥ 25cm ....CV
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) cm ≥ h<sub>e</sub>/20 cm  
Min (40, 55) cm ≥ 340/20 cm ⇒ 40cm ≥ 17cm ...CV
- 1/4 ≤ b<sub>1</sub>/h<sub>1</sub> < 4  
1/4 ≤ 40/55 < 4 ⇒ 0.25 ≤ 0.727 < 4.....CV

✓ Poteau section (30,45) cm<sup>2</sup> :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) cm ≥ 25 cm  
Min (30, 45) cm ≥ 25 cm ⇒ 30cm ≥ 25cm .....CV
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) cm ≥ h<sub>e</sub>/20 cm  
Min (30, 45) = 30cm ≥ 306/20 cm ⇒ 30cm ≥ 15.3cm ...CV
- 1/4 ≤ b<sub>1</sub>/h<sub>1</sub> < 4  
1/4 ≤ 30/45 < 4 ⇒ 0.25 ≤ 0.667 < 4.....CV

**Note :** Les sections des poteaux doivent respecter la condition suivante : selon l'article (B.8.4) de règlement (B.A.E.L91MOD99) [7]

$$\lambda \leq 35$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \Rightarrow i \geq \frac{L_f}{35} \quad / \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad A = b \times h$$

Avec :

$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie

$A$  : Section de béton

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{h}{2\sqrt{3}}$$

$$L_f = 0.7h_e \text{ (Cas d'un doublement encastéré)}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage

➤ **Vérification pour poteau section (40.55) cm<sup>2</sup> :**

**h<sub>e</sub> de l'RDC = 340cm**

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 340}{h/2\sqrt{3}} = \frac{238 \times 2\sqrt{3}}{h} \leq 35$$

$$h \geq \frac{238 \times 2\sqrt{3}}{35} \Rightarrow h \geq 23.56 \text{ cm}$$

On adopte  $h=55\text{cm}$

$$\text{Et } I = \frac{hb^3}{12} \text{ suivant l'inertie direction}$$

$$I = \frac{(40)(55)^3}{12} = 0,0055 \text{ m}^4$$

$$b = \frac{I12}{h} = 0.144 \text{ m}$$

On adopte  $b=40\text{cm}$ .

La section de poteau adopter est  $(b, h) = (40 \times 55) \text{ cm}^2$

**h<sub>e</sub> d'étage = 306cm**

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 306}{h/2\sqrt{3}} = \frac{214.2 \times 2\sqrt{3}}{h} \leq 35$$

$$h \geq \frac{261.1 \times 2\sqrt{3}}{35} \Rightarrow h \geq 21.20 \text{ cm}$$

On adopte  $h=55\text{cm}$

$$\text{Et } I = \frac{hb^3}{12} \text{ suivant l'inertie direction}$$

$$I = \frac{(40)(55)^3}{12} = 0,0055 \text{ m}^4$$

$$b = \frac{I12}{h} = 0.12 \text{ m}$$

On adopte  $b=40\text{cm}$ .

La section de poteau adopter est  $(b, h) = (40 \times 55) \text{ cm}^2$

**Vérification pour poteau section (30.45) cm :****``h<sub>e</sub>`` de l'RDC =340cm**

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 340}{h/2\sqrt{3}} = \frac{238 \times 2\sqrt{3}}{h} \leq 35$$

$$h \geq \frac{238 \times 2\sqrt{3}}{35} \Rightarrow h \geq 23.56 \text{ cm}$$

On adopte h=45cm

Et  $I = \frac{hb^3}{12}$  suivant l'inertie direction

$$I = \frac{(30)(40)^3}{12} = 0,00227 \text{ m}^4$$

$$b = \frac{I12}{h} = 0.060 \text{ m}$$

On adopte b=30cm.

La section de poteau adopter est (b, h) = (30 x 45) cm<sup>2</sup>**``h<sub>e</sub>`` d'étage =306cm**

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 306}{h/2\sqrt{3}} = \frac{214.2 \times 2\sqrt{3}}{h} \leq 35$$

$$h \geq \frac{261.1 \times 2\sqrt{3}}{35} \Rightarrow h \geq 21.20 \text{ cm}$$

On adopte h=40cm

Et  $I = \frac{hb^3}{12}$  suivant l'inertie direction

$$I = \frac{(30)(40)^3}{12} = 0,00227 \text{ m}^4$$

$$b = \frac{I12}{h} = 0.060 \text{ m}$$
 On adopte b=30cm.

La section de poteau adopter est (b, h) = (30 x 40) cm<sup>2</sup>**II.2.2.Pré dimensionnement des poutres :**

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{II-1})$$

$$\frac{1}{2} h_p \leq b \leq \frac{2}{3} h_p \quad (\text{II-2})$$

 $h_p$  : Hauteur totale de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

 $L_{\max}$  : La longueur plus grande portée entre deux appuis.

**A. Les poutres principales :**

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

D`ou :  $L_{\max} = 398\text{cm}$ .

$$\frac{398}{15} \leq h_p \leq \frac{398}{10}$$

$$26.534 \leq h_p \leq 39.8$$

On adopte  $h = 40 \text{ cm}$

**La largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40)$$

$$16 \leq b \leq 28$$

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

D`après le RP 99

[8]

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b=30 \geq 20\text{cm} \dots \text{CV} \\ h=40 \geq 30\text{cm} \dots \text{CV} \\ 30/40=0.75 \leq 4 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc les poutres principales ont une section  $(b, h) = (30,40) \text{ cm}$ .

**B. Les poutres secondaires :**

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

D`ou :  $L_{\max} = 390\text{cm}$ .

$$\frac{390}{15} \leq h_p \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h_p \leq 39$$

On adopte  $h = 35 \text{ cm}$

**La largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

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

D`après le RP 99/03

[7]

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b=30 \geq 20\text{cm} \dots \text{CV} \\ h=35 \geq 30\text{cm} \dots \text{CV} \\ 30/35 = 0.85 \leq 4 \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc les poutres secondaires ont une section  $(b, h) = (30,35)$  cm.

### C. La poutre palière :

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

D`ou :  $L_{\max} = 280$ cm.

$$\frac{280}{15} \leq h_p \leq \frac{280}{10}$$

$$18.67 \leq h_p \leq 28$$

On adopte  $h = 35$  cm

### La largeur b :

$$b \geq \left\{ \frac{h}{3}, \frac{2h}{3} \right\} = \left\{ \frac{35}{3}, \frac{2(35)}{3} \right\} = \left\{ 11.66, 23.34 \right\} \text{ cm. On adopte } b=30 \text{ cm}$$

Tant que on des poutres paliers dans le sens (x) et des autres dans le sens (y) on adopte les sections suivantes :

**Sens(x)** :  $(b, h) = (30,35)$  cm.

**Sens(y)** :  $(b, h) = (30,40)$  cm.

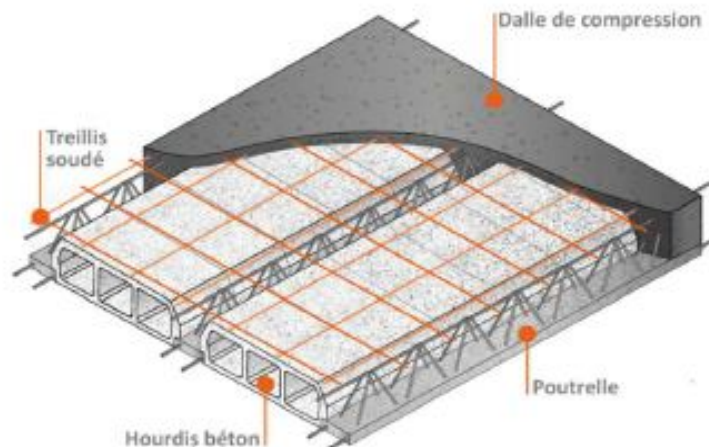
### II.2.3. Plancher à corps creux :

[8]

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de (60- 65) cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5cm.

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

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



*Figure II.1 : schéma d'une coupe d'un plancher.*

**II.2.3.1. Condition de la flèche :**

[9]

D'après les règles selon BAEL 91(art .B.6.8 ,424) on doit vérifier la condition de la flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{390}{22.5} = 17.34cm$$

On prend : ht= 20cm

Donc :

La hauteur de corps creux  $h_1=16cm$ , la hauteur de la dalle de compression  $h_0=4cm$ .

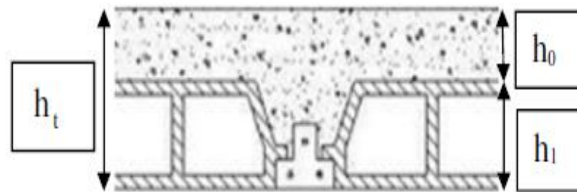


Figure II.2 : Dimensions de plancher en corps creux.

**II.2.3.2. Les caractéristiques géométriques des nervures :**

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

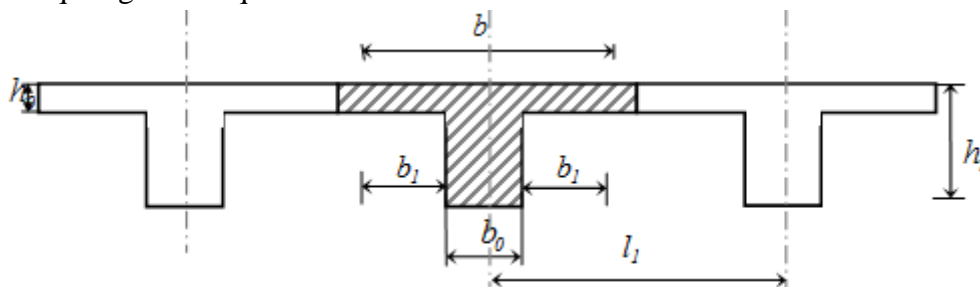


Figure II.3 : caractéristiques géométriques des nervures.

La largeur de la table est définie par les conditions suivantes :

$$b_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures

$L$  : la distance de la nervure.

$b_1= 27.5cm$

$$0.3ht < b_0 < 0.4 h_t, \quad ht=20 \text{ cm}$$

$$0, 3 \times 20 < b_0 < 0, 4 \times 20 \Rightarrow 6 < b_0 < 8$$

Donc :  $b_0=10cm$

$$b=2b_1+b_0=2(27.5) +10=65\text{cm}$$

$$b= 65\text{cm.}$$

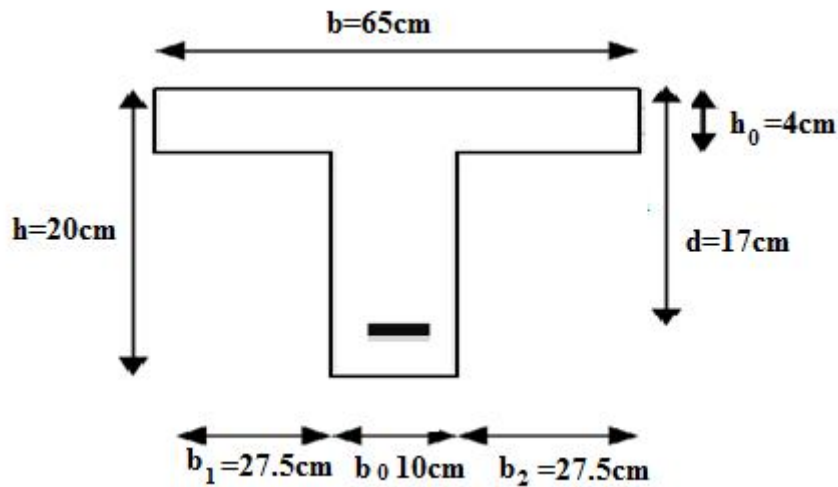


Figure II.4 : présentation d'une poutrelle.

#### II.2.4.La dalle Pleine :

Une dalle pleine est une structure horizontale en béton armé généralement a une épaisseur comprise entre (15 cm et 20 cm). Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure.

L'estimation de l'épaisseur de la dalle pleine est gouvernée par plusieurs critères, qui se distinguent entre : résistance au feu, isolation thermique et phonique. Résistance a l à flexion, condition de la flèche .... Etc., tous ces critères sont bien détaillés dans ce qui suit :

##### a) Résistance au feu :

Selon de niveau de sécurité a l'incendie rechercher l'épaisseur de la dalle se bascule entre :

- $e = 7\text{cm}$ , pour une heure de coup feu ;
- $e = 11\text{cm}$ , pour deux heures de coup feu ;
- $e = 17.5\text{cm}$ , pour quatre heures de coup feu ;

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

##### b) Isolation thermique :

Pour une bonne isolation phonique vis-à-vis les bruits ariens et les sons, selon la loi de masse, le plancher doit y avoir une masse entre  $350\text{Kg/m}^2$  à  $450 \text{Kg/m}^2$ , et puisque notre dalle est en béton armé on peut limiter l'épaisseur :

$$e = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m}, = 14 \text{ cm.}$$

##### c) Résistance a la flexion :

[11]

Pour les dalles portantes dans un seul sens :  $\alpha \leq 0.4$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{235}{280} = 0.84 \square 0.4, \text{ donc notre dalle est portante dans deux sens}$$

$$h_0 \geq \frac{Lx}{20} = \frac{235}{20} \text{ (pour un panneau isolée)}$$

Avec L est la petite portée de la dalle entre nus d'appuis ;

$$h_e \geq \frac{235}{20} \implies h_e \geq 11.75 \text{ cm ;}$$

$$e = \max(11, 11.75, 14);$$

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

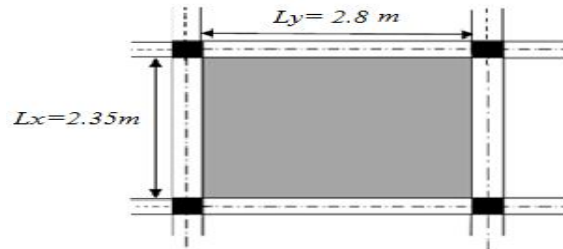


Figure II.5 : Présentation de la dalle pleine d'ascenseur.

### II.2.5. Les voiles :

Le voile béton est une paroi, obtenue par moulage d'un béton, dans un coffrage vertical.

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions du (RPA 99/03).

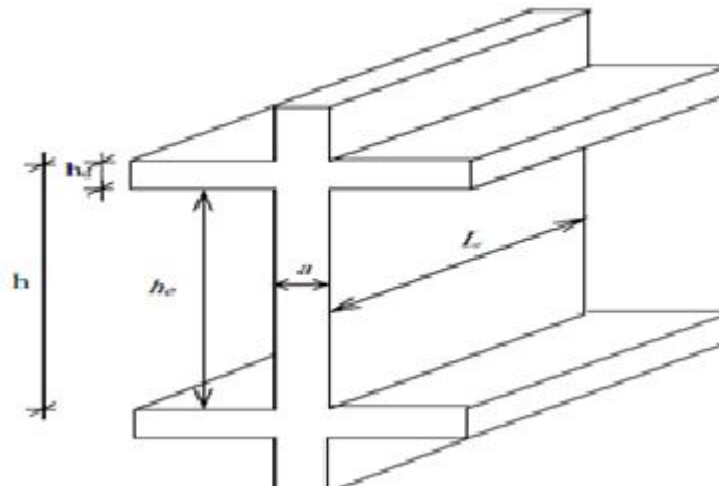


Figure II.6 : Voile en élévation.

#### 1) La première condition :

$$L \geq 4a \implies a \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant a la portée maximale.

#### 2) La deuxième condition :

$$a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

Avec :

$a_{\min}$  : Épaisseur minimal du voile.

#### 3) La troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on a seul type de voile :

- Voile de la cage d'ascenseur :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right)$$

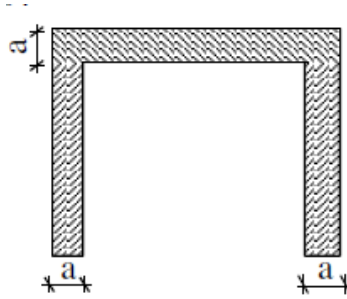


Figure II.7 : Vue en plan de voile de la cage d'ascenseur.

- Pour le 2<sup>ème</sup> exemple du voile :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

**h<sub>e</sub>** : Hauteur d'étage.

$$h_e = h - h_d$$

Avec :

**h** : Hauteur d'étage

**h<sub>d</sub>** : Hauteur de la dalle.

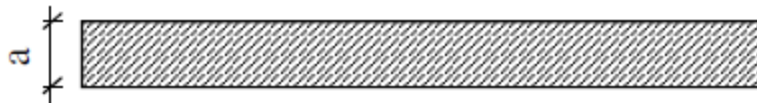


Figure II.8 : vue en plan du voile.

Pour notre structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\max} = 340\text{cm} \\ h_d = 20\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow h_e = 320\text{cm}.$$

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Type de voile	L (cm)	L/4 (cm)	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>e</sub> /25 (cm)	h <sub>e</sub> /20 (cm)	a <sub>min</sub> (cm)	Épaisseur adopté (cm)
Voile d'ascenseur	280	70	320	12.8	-	15	20 cm
Voile			320	-	12.8	15	20cm

Tableau II.1 : Épaisseur de voiles.

**II.2.6.L`escalier :**

Pour le pré dimensionnement des escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, variant de 0.15 a 0.17 m ;

g : largeur de la marche, variant de 0.26 a 0.36m ;

□ : l`inclinaison de la volée =arc tg (h/g).

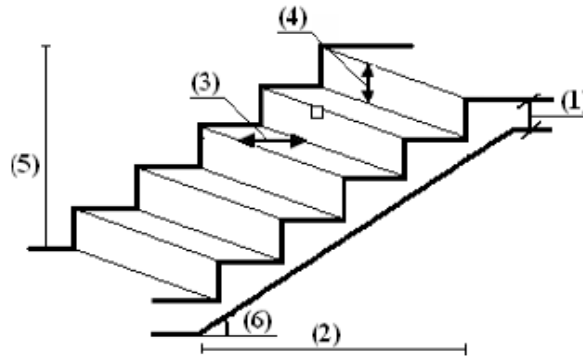


Figure II.8 : présentation d`un escalier.

**Description :**

Les escaliers sont constitués de :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos) ;
- (2) : L<sub>0</sub> (Projection horizontale de la paillasse)
- (3) : g (Giron) largeur de la marche ;
- (4) : h (Hauteur de la contre marche) ;
- (5) : H<sub>0</sub> (Hauteur de la volée) ;
- (6) : □ (Inclinaison de la paillasse).

Pour déterminé le pré dimensionnement de l`escalier utilise la formule de **BLONDEL**

$$59 \leq g+2h \leq 66 \quad (\text{en cm})$$

Avec : g est le giron, que l`on prend égale a : **30 cm**

$$\frac{59-g}{2} < h < \frac{66-g}{2} \implies \frac{59-30}{2} < h < \frac{66-30}{2} \implies 14.5 < h < 18 \text{ cm}$$

On adopte : **h=17cm** .

Le nombre de contremarches est calcule par :

$$N_c = \frac{H}{h}$$

D`ou : H est la hauteur d`etage , qui vaut 3.40m .

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{340}{17} = 20 \text{ contre marches entre etages .}$$

L`angle inclinaison(□) :

$$\tan \alpha_2 = \frac{H}{L} = \frac{10 \times 17}{9 \times 30} = 0.6296 \rightarrow \alpha_2 = 32.19^\circ$$

$$L_{inc} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{170}{\cos 32.19} = 319.14 \text{ cm} \cong 3.2 \text{ m}$$

Épaisseur de paillasse et palier (type 1), (type2), (type3) :

L`épaisseur minimal est limité suivant la condition de la résistance suivante :

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \Rightarrow \frac{320}{30} \leq e \leq \frac{320}{20} \Rightarrow 10.66cm \leq e \leq 16cm$$

On adopte pour le type(1) : **e =15cm.**

On adopte pour le type(2 ;3) : **e =20cm.**

**II.2.7.L'acrotère :**

C'est un élément complémentaire en béton armé, placer a la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis a son poids propre (G), une force latérale due a l'effort (Fp) et une horizontale (Q) due a la main courante.

Pour notre projet on distingue deux type d'acrotères :

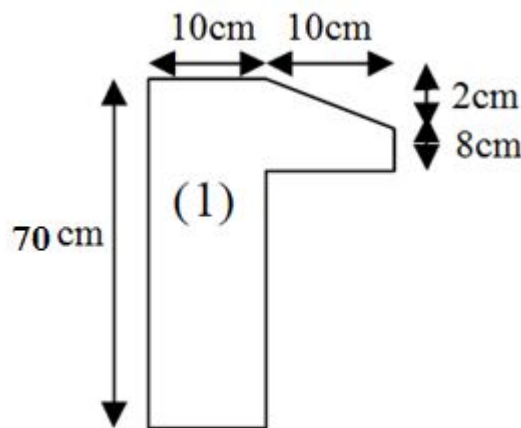


Figure II.9 : présentation de l'acrotère.

**Pré dimensionnement de l'acrotère :**

✓  $S = (0.70 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + (0.10 \times 0.02)/2 = 0.079m^2.$

**II.2.8.Balcon :**

Le balcon est une plate forme en béton armé de faible largeur généralement, équipée par un garde corps, en saillie sur une façade, généralement on prend L'épaisseur =15cm.



Figure II.10 : présentation du balcon.

**II.3. Décente des charges :**

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément depuis leur point d'application jusqu'à la fondation.

Il y'a deux types différents de charges :

- ✓ La charge permanente (**G**) ;
- ✓ La charge d'exploitation (**Q**).

**II.4.Poids volumiques des matériaux :**

- ✓ Béton armé : 25 KN /m<sup>3</sup>.gravier = 15KN/m<sup>3</sup>
- ✓ Enduit ciment : 14 KN/m<sup>3</sup>.sable =18KN /m<sup>3</sup>
- ✓ Isolation thermique : 4KN/m<sup>3</sup>.paître= 15KN/m<sup>3</sup>
- ✓ Carrelage : 22 KN/m<sup>3</sup>.Forme de pente =22KN/m<sup>3</sup>
- ✓ Briques creuses : 15KN/m<sup>3</sup>.Étanchéité =0.12KN/m<sup>3</sup>

**II.5.Évaluation des charges :**

**II.5.1.Plancher terrasse inaccessible :**

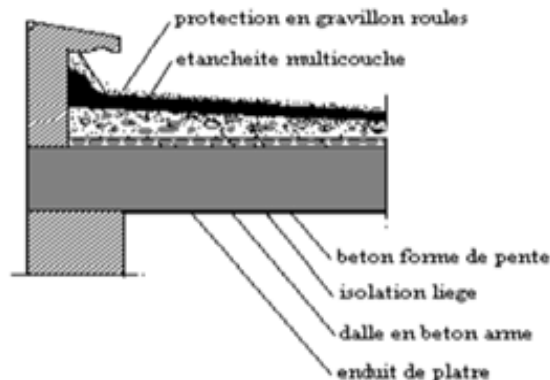


Figure II.11 : plancher terrasse inaccessible.

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1- Gravillons de protection	0.05	15	0.75
2-Étanchéité multicouches	0.02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0.1	22	2.2
4-Isolation phonique	0.04	4	0.16
5-Dalle en corps creux	-	-	2.8
6-Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
		<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6.23</b>
		<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1</b>

Tableau II.3 : charge et surcharge dues au plancher terrasse inaccessible.

## II.5.2. Plancher étage courant : (corps creux 16+4) :

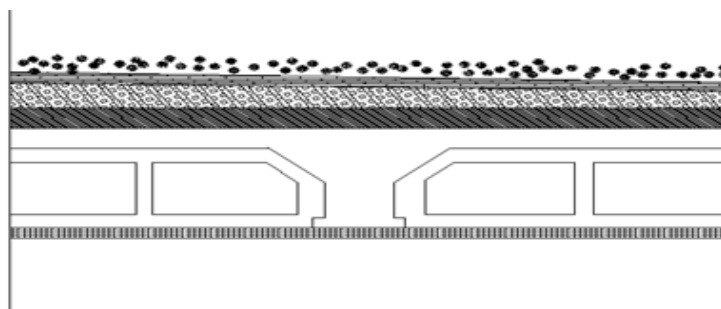


Figure II.12 : plancher étage courant.

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1-Cloisons légères		-	1,00
2-Carrelage	0.02	22	0,44
3-Mortier de pose	0.02	20	0,40
4-Plancher à corps creux	16+4	-	2.8
5-Enduit de plâtre	10	0.02	0,20
6-Lit de sable	0.02	18	0.36
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=5.2KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>Q=1.5KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.4 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

## II.5.3. Plancher Centre professionnel :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1-Cloisons légères		-	1,00
2-Carrelage	0.02	22	0,44
3-Mortier de pose	0.02	20	0,40
4-Plancher à corps creux	16+4	-	2.8
5-Enduit de plâtre	10	0.02	0,20
6-Lit de sable	0.02	18	0.36
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=5.2KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.5 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

**II.5.4.Poids propre des murs extérieurs :**

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creux dans les épaisseurs sont (e = 10) cm et (e = 15 cm)

10cm à l'intérieur ;

15cm l'extérieur.

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

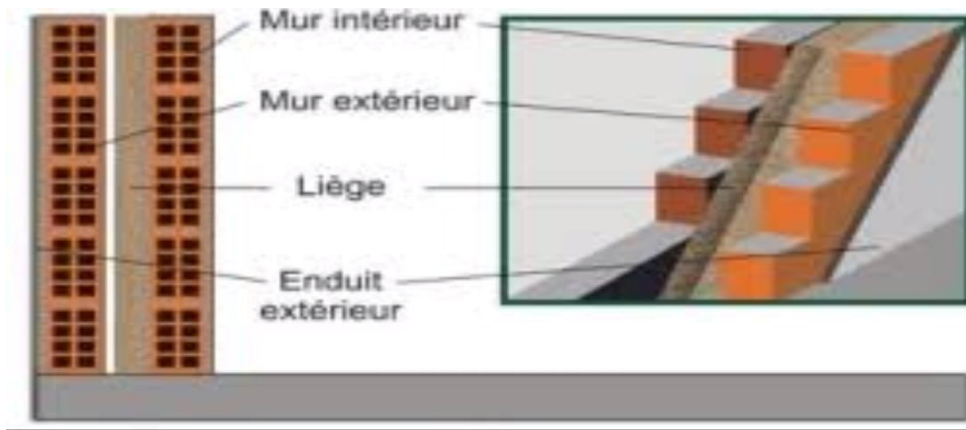


Figure II.13 : Schéma des murs extérieurs.

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1-Brique creuses	0.15	13	1.95
2-Brique creuses	0.10	13	1.3
3-Enduite de ciment	0.02	20	0.4
4- Enduite de plâtre	0.02	10	0.20
5-vide (l'âme d'air)	0.05	-	0
		<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>G= 3.85KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>-</b>

Tableau II.6 : Charge due au mur extérieur.

## II.5.5.Poids propre des murs intérieurs :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1-Brique creuses	0.10	13	1.3
2-Enduite de ciment	0.02	20	0.4
3- Enduite de plâtre	0.02	10	0.20
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G= 1.9KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			-

Tab. II.7 : Charge due au mur intérieur.

## II.5.6.L'escalier :

Type(1) :

a) Palier (1) :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1-Revetement en carrelage	0.02	22	0.44
2-Poids propre de palier de repos	0.15	25	3.75
3-Mortier de pose	0.02	20	0,40
4-Enduit de ciment	0.02	14	0,28
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G= 4.87KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			-

Tableau II.8 : Charge due au palier (type1).

b) Paillasse (1) :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>1- Poids propre de paillasse</i>	<i>0.15/cos32.2°</i>	<i>25</i>	<i>4.43</i>
<i>2- Poids des marches</i>	<i>0.17/2</i>	<i>22</i>	<i>1.87</i>
<i>3- Revetement en carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>22</i>	<i>0.44</i>
<i>4-Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>20</i>	<i>0.40</i>
<i>5-Enduit de plâtre</i>	<i>0.02</i>	<i>14</i>	<i>0.28</i>
<i>6-Garde corps</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>0.2</i>
<b><i>G (KN/m<sup>2</sup>)</i></b>			<b><i>G=9.09 KN/m<sup>2</sup></i></b>
<b><i>Q (KN/m<sup>2</sup>)</i></b>			<b><i>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup></i></b>

Tableau II.9 : Charge due au palliasse (type1).

Type (2 ; 3) :

c) Palier :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>1-Revetement en carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>22</i>	<i>0.44</i>
<i>2-Poids propre de palier de repos</i>	<i>0.20</i>	<i>25</i>	<i>5</i>
<i>3-Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>20</i>	<i>0,40</i>
<i>4-Enduit de ciment</i>	<i>0.02</i>	<i>14</i>	<i>0,28</i>
<b><i>G (KN/m<sup>2</sup>)</i></b>			<b><i>G=6.12KN/m<sup>2</sup></i></b>
<b><i>Q (KN/m<sup>2</sup>)</i></b>			<b><i>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup></i></b>

Tableau LI.10 : Charge due au palier (type 2 ; 3).

## d) Paillasse :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1- Poids propre de paillasse	0.20/cos32.2°	25	5.90
2- Poids des marches	0.17/2	22	1.87
3- Revetement en carrelage	0.02	22	0.44
4-Mortier de pose	0.02	20	0.40
5-Enduit de plâtre	0.02	14	0.28
6-Garde corps	-	-	0.2
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=10.56 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.11 : Charge due au palliase (type 2 ; 3).

## II.5.7.Le balcon :

<i>Les Compositions</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids Volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfaccique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0,40
3-Dalle pliene	0.15	25	3.75
4-Enduit en ciment	0.02	14	0.28
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=4.87</b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			<b>Q=3.50</b>

Tableau II.12 : charges et surcharges du balcon.

## II.5.8.Dalle pleine assenseur :

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1- Gravillons de protection	0.05	15	0.75
2-Etancheitee multicouches	0.02	6	0,12
3-Forme de pente de beton	0.08	22	1.76
4-Isolation phonique	0.04	04	0.16
5- Dalle pleine	15	25	3.75
6-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
		<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>G=6.74KN/m<sup>2</sup></b>
		<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q=3.50 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.13 : charges et surcharges du balcon.

## II.5.9.Les poutres :

## - Poids des poutres principales :

$$G = b \times h \times 25 = \text{KN/ml}$$

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

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

## - Poids des poutres secondaires :

$$G = b \times h \times 25 = \text{KN/ml}$$

$$G = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml}$$

$$G = 2.625 \text{KN/ml.}$$



Figure II.14 : exemple d'une poutre.

## II.5.10.Poids des poteaux :

- Poteau rectangulaire de section (30.40) cm<sup>2</sup> :

$$G = a \times b \times 25.$$

$$G = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{KN/ml.}$$

$$G = 3 \text{KN/ml.}$$

- Poteau carré de section (45.45) cm<sup>2</sup> :

$$G = a \times b \times 25.$$

$$G = 0.45 \times 0.45 \times 25 = 5.0625 \text{ KN / ml.}$$

$$G = 5.0625 \text{ KN/ ml .}$$

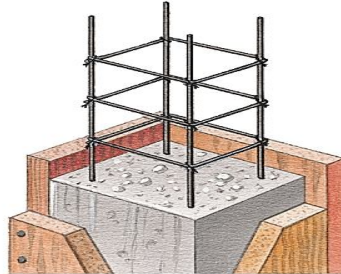


Figure II.15 : Schéma d'un poteau.

**II.6.La loi de dégression :**

[12]

Elles s`appliquent aux bâtiments à grand nombre ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendante.

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après ;

- Soit  $Q_0$  la surcharge appliquée à la terrasse de couverture ;
- Soit  $Q_i$  la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcul  $\Sigma_i$  : surcharge totale à considérer au dessous du plancher de l'étage n° i.

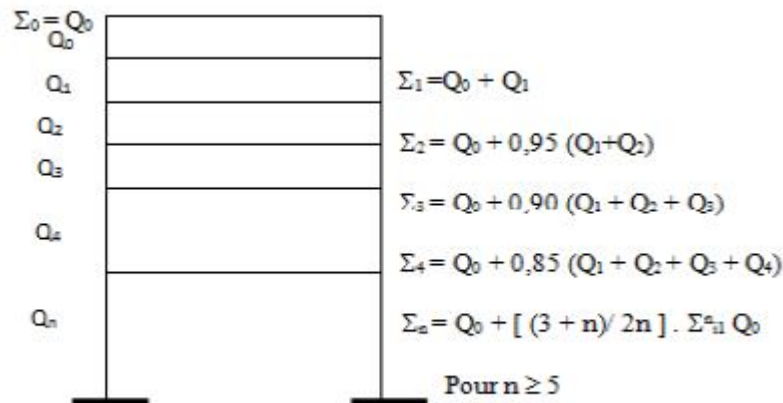


Figure I.16 : schéma explicatif de l'application de la loi de dégression.

II.7.Calcul de  $N_u$  max :

II.7.1.Détermination du chargement :

a) Poteau De rive (C-5) :

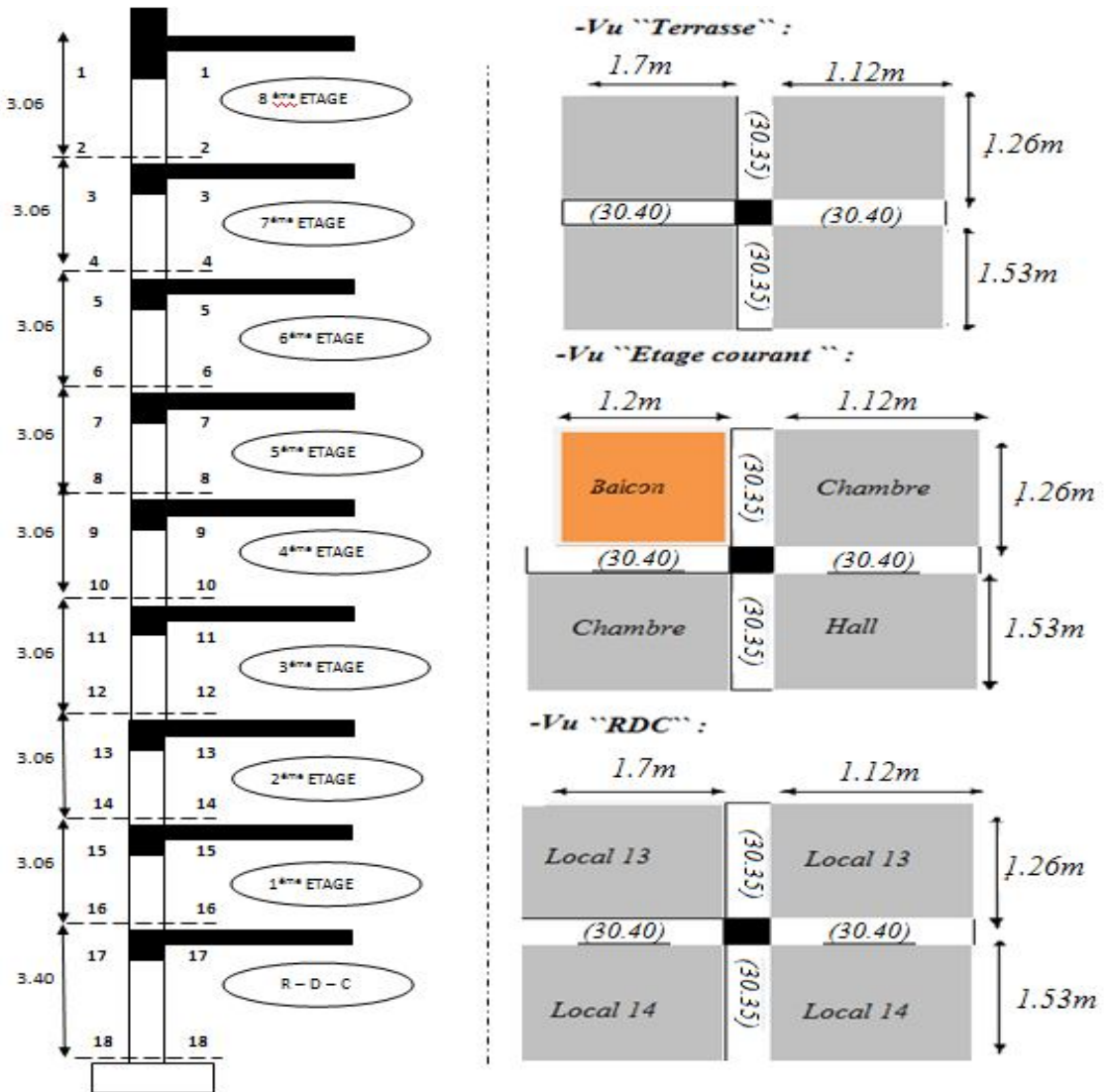


Figure II.17 : Poteau de rive.

Surface de la dalle :

- Vu terrasse :  $S=7.86m^2$
- Vu étage courant :  $S=7.23m^2$
- Vu RDC :  $S= 7.86m^2$

Poutre principale :  $(0.3 \times 0.4) \times (1.7 + 1.12) = 0.3384m^2$

Poutre secondaire :  $(0.3 \times 0.35) \times (1.26 + 1.53) = 0.202m^2$

Sollicitation poteau(C-5) :

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Niveau 1 (Terrasse)	<p><i>P. Plancher Terrasse : (6.23 × 7.086)</i></p> <p><i>P.P. principale : (0.3 × 0.4 × 25) × (1.7 + 1.12)</i></p> <p><i>P.P. Secondaire : (0.3 × 0.35 × 25) × (1.26 + 1.53)</i></p> <p><i>P. Poteau : (0.3 × 0.45 × 25).3.06 = 10.32</i></p> <p><b>total</b></p>	<p>44.145</p> <p>8.46</p> <p>7.323</p> <p>10.32</p> <p><b>70.2555</b></p>	1
Niveau 2 (étage courant)	<p><i>P. Plancher étage courant : (5.2 × 5.725)</i></p> <p><i>P. P. principale : (0.3 × 0.4 × 25) × (1.7 + 1.12)</i></p> <p><i>P. P. Secondaire : (0.3 × 0.35 × 25) × (1.26 + 1.53)</i></p> <p><i>P. Poteau : (0.3 × 0.45 × 25).3.06 = 10.32</i></p> <p><i>P. mur extérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p> <p><i>P. mur intérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p> <p><i>P. balcon : 1.26 × 1.2 × 4.87</i></p> <p><b>total</b></p>	<p>29.77</p> <p>8.46</p> <p>7.323</p> <p>10.32</p> <p>30.79</p> <p>13.94</p> <p>7.36</p> <p><b>107.963</b></p>	1.5
Niveaux (3;4;5)	<p><i>P. Plancher étage courant : (5.2 × 5.725)</i></p> <p><i>P. P. principale : (0.3 × 0.4 × 25) × (1.7 + 1.12)</i></p> <p><i>P. P. Secondaire : (0.3 × 0.35 × 25) × (1.26 + 1.53)</i></p> <p><i>P. Poteau : (0.35 × 0.50 × 25).3.06 = 13.38</i></p> <p><i>P. mur extérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p> <p><i>P. mur intérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p> <p><i>P. balcon : 1.26 × 1.2 × 4.87</i></p> <p><b>total × 3</b></p>	<p>29.77</p> <p>8.46</p> <p>7.323</p> <p>13.38</p> <p>30.79</p> <p>13.94</p> <p>7.36</p> <p><b>333.069</b></p>	1.5
Niveaux (6 ; 7 ; 8)	<p><i>P. Plancher étage courant : (5.2 × 7.87)</i></p> <p><i>P. P. principale : (0.3 × 0.4 × 25) × (1.7 + 1.12)</i></p> <p><i>P. P. Secondaire : (0.3 × 0.35 × 25) × (1.26 + 1.53)</i></p> <p><i>P. Poteau : (0.40 × 0.55 × 25) × 3.06</i></p> <p><i>P. mur extérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p> <p><i>P. mur intérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p> <p><i>P. balcon : 1.26 × 1.2 × 4.87</i></p> <p><b>total × 3</b></p>	<p>40.92</p> <p>8.46</p> <p>7.323</p> <p>16.83</p> <p>30.79</p> <p>13.94</p> <p>7.36</p> <p><b>354.789</b></p>	1.5
Niveau 9 RDC	<p><i>P. Plancher étage courant : (5.2 × 7.87)</i></p> <p><i>P. P. principale : (0.3 × 0.4 × 25) × (1.7 + 1.12)</i></p> <p><i>P. P. Secondaire : (0.3 × 0.35 × 25) × (1.26 + 1.53)</i></p> <p><i>P. Poteau : (0.40 × 0.55 × 25) × 3.40</i></p> <p><i>P. mur extérieur : 3.85[(1.7 × 2.66) + (1.26 × 2.71)]</i></p>	<p>40.92</p> <p>8.46</p> <p>7.323</p> <p>18.7</p> <p>30.79</p> <p>13.94</p>	2.5

	$P. \text{ mur intérieur} : 3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$		
	<b>total</b>	<b>120.133</b>	

Tableau III.14 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.

Application de la loi de dégression :

Niveau	Dégression	Q (KN)	Q exploitable
1	$Q_0$	7.86	7.86
2	$Q_0+Q_1$	8.5875	16.4475
3	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	8.5875	24.176
4	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	8.5875	31.046
5	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8.5875	37.057
6	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	8.5875	42.212
7	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	8.5875	46.45
8	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	8.5875	50.79
9	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	14.32	55.09

Tableau II.15 : Application de la loi de dégression.

POTEAU(C-5)			
Niveau	G cumul (KN)	Q cumul (KN)	Efforts Normaux Ultime (KN) $1.35G+1.5Q$
1	70.25551	7.86	106.634
2	178.218	16.4475	265.2655
3	289.2415	24.176	426.74
4	400.2645	31.046	586.926
5	511.287	37.057	745.8229
6	629.54	42.212	913.197
7	747.811	46.45	1055.99
8	866.07	50.79	1245.379
9	986.206	55.09	1414.013

Tableau I.16 : Présentation des Charges permanentes et d'exploitations cumulées et l'effort  $N_u$  max.

b) Poteau Central (F-6) :

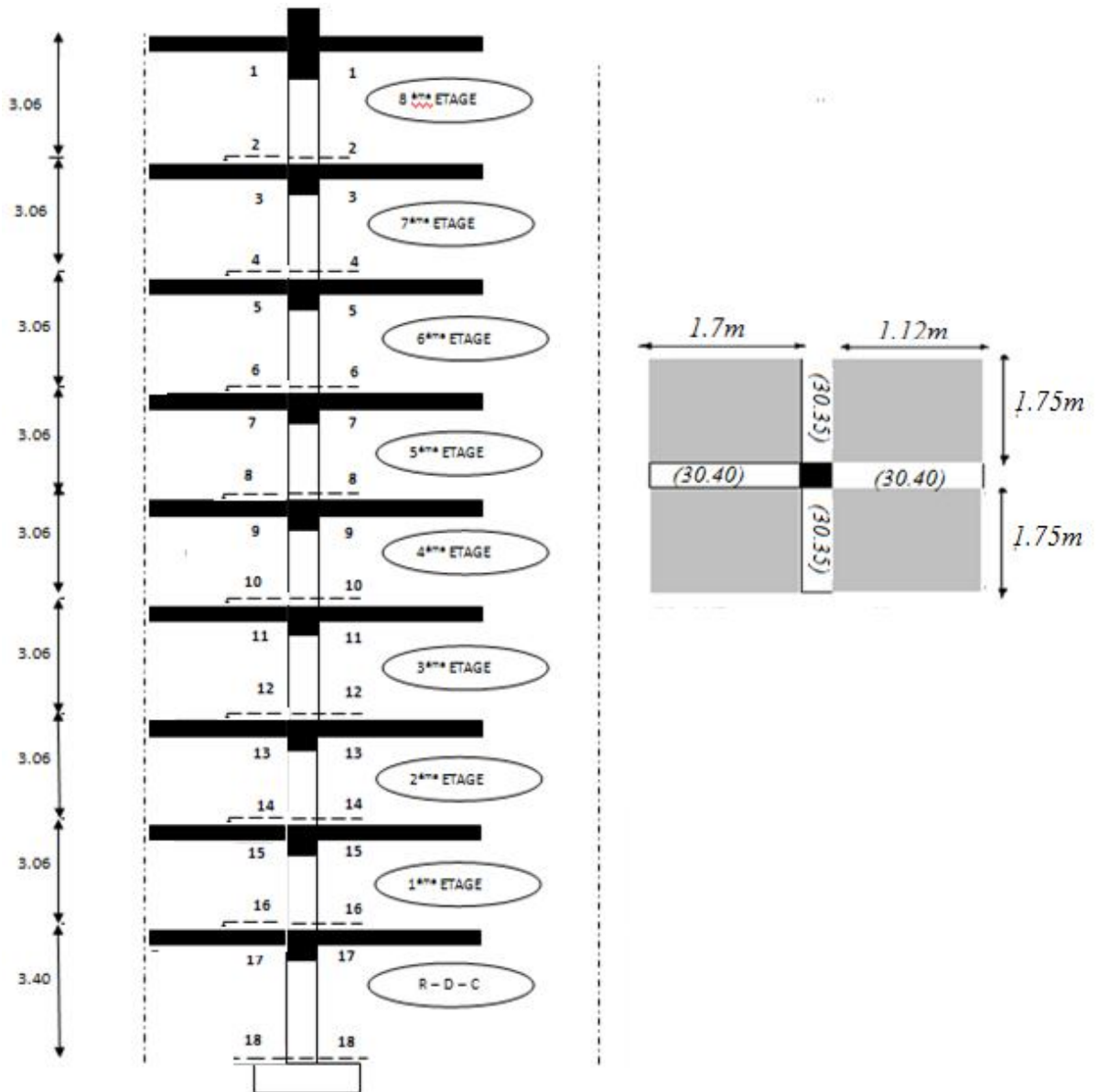


Figure II.18 : Présentation de poteau central.

Surface de la dalle :  $S=2(1.7 \times 1.75)+2(1.75 \times 1.12)=9.87 \text{ m}^2$

Poutre principale :  $(0.3 \times 0.4) \times (1.7 + 1.12) = 0.3384 \text{ m}^2$

Poutre secondaire :  $(0.3 \times 0.35) \times (1.26 + 1.53) = 0.202 \text{ m}^2$

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Niveau 1 (Terrasse)	P. Plancher Terrasse : $(6.23 \times 9.87)$	61.49	1
	P.P. principale : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (1.7 + 1.12)$	8.46	
	P.P. Secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (1.26 + 1.53)$	7.323	
	P. Acrotère 1.975 KN/ml	1.975	
	P. Poteau : $(0.3 \times 0.45 \times 25) \cdot 3.06 = 10.32$	10.32	
	<b>total</b>	<b>89.568</b>	

<b>Niveau 2</b> <b>(étage courant)</b>	P. Plancher étage courant : $(5.2 \times 9.87)$ P. P. principale : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (1.7 + 1.12)$ P. P. Secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (1.26 + 1.53)$ P. balcon : $1.26 \times 1.2 \times 4.87$ P. Poteau : $(0.3 \times 0.45 \times 25) \times 3.06 = 10.32$ P. mur extérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ P. mur intérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ <b>total</b>	51.324 8.46 7.323 7.36 10.32 30.79 13.94 <b>129.517</b>	1.5
<b>Niveaux</b> <b>(3;4;5)</b>	P. Plancher étage courant : $(5.2 \times 9.87)$ P. P. principale : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (1.7 + 1.12)$ P. P. Secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (1.26 + 1.53)$ P. balcon : $1.26 \times 1.2 \times 4.87$ P. Poteau : $(0.35 \times 0.50 \times 25) \times 3.06 = 13.38$ P. mur extérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ P. mur intérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ <b>total <math>\times 3</math></b>	51.324 8.46 7.323 7.36 13.38 30.79 13.94 <b>397.731</b>	1.5
<b>Niveaux</b> <b>(6 ; 7 ; 8)</b>	P. Plancher étage courant : $(5.2 \times 9.87)$ P. P. principale : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (1.7 + 1.12)$ P. P. Secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (1.26 + 1.53)$ P. balcon : $1.26 \times 1.2 \times 4.87$ P. Poteau : . Poteau : $0.40 \times 0.55 \times 25) \times 3.06$ P. mur extérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ P. mur intérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ <b>total <math>\times 3</math></b>	3551.324 8.46 7.323 7.36 16.83 30.79 13.94 <b>408.08</b>	1.5
<b>Niveau 9</b> <b>RDC</b>	P. Plancher étage courant : $(5.2 \times 9.87)$ P. P. principale : $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times (1.7 + 1.12)$ P. P. Secondaire : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (1.26 + 1.53)$ P. Poteau : Poteau : $0.40 \times 0.55 \times 25) \times 3.40$ P. mur extérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ P. mur intérieur : $3.85[(1.7 \times 2.66) + (1.26 \times 2.71)]$ <b>total</b>	40.92 8.46 7.323 18.7 30.79 13.94 <b>137.897</b>	2.5

Tableau II.17 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.

Application de la loi de dégression :

Niveau	Dégression	Q (KN)	Q exploitable
1	$Q_0$	7.86	9.87
2	$Q_0+Q_1$	8.5875	24.675
3	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	8.5875	37.99
4	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	8.5875	49.84
5	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8.5875	60.207
6	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	8.5875	69.09
7	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	8.5875	76.49
8	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	8.5875	83.895
9	$Q_0 + [(3+n)/2n] \sum Q_n$	14.32	91.29

Tab. II.18 : Application de la loi de dégression.

Niveau	POTEAU (F-6)		
	G cumul (KN)	Q cumul (KN)	Efforts Normaux Ultime (KN) 1.35G+1.5Q
1	89.568	9.87	135.7218
2	219.085	24.75	332.889
3	351.662	37.99	531.72
4	484.239	49.81	728.43
5	616.816	60.207	923.0121
6	742.843	69.09	1106.47
7	878.87	76.49	1301.209
8	1014.897	83.895	1495.95
9	1162.794	91.29	1693.2069

Tab. II.19 : Présentation des Charges permanentes et d'exploitations cumulées et l'effort  $N_u$  max.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (F-6) qui supporté la charge suivante :

❖ Poteau central (F-6) :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1693.2069 \text{ KN}$$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteau de rive. (BAEL 91)

$$N_u = 1.1 \times (1693.2069) \text{ (KN)}$$

$$N_u = 1862.527 \text{ (KN)}$$

Donc l'effort maximal est dans le poteau centrale) :

$$N_u = 1862.527 \text{ (KN)}$$

**II.8.Vérification de la section des poteaux :**

Considérons une section rectangulaire de dimension  $b \times h$  avec :  $b < h$ .

$$\text{L'élanement } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\text{Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie ;

B : section du béton ;

$L_f$  : longueur du flambement.

Dans notre cas  $L_f = 0.7 L_0$  : poteau encasté [13]

Pour les poteaux rectangulaires :

$$I = \frac{bh^3}{12} ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad B = b \times h ; \quad Br = (a-2) \times (b-2).$$

**N.B** : il est préférable de prendre  $\lambda < 35$  « pour faire participer à la résistance du poteau toutes les barres d'acier dans section » [14]

**II.8.1. Calcul de la section réduite du béton :** [15]

$$N_u \leq \alpha B_r \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{0.7 f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$$

**A** : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

**Br** : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

**Poteau rectangulaire** :  $Br = (b-0.02)(h-0.02) m^2$  ;

**Poteau circulaire** :  $Br = \pi(D-0.02)^2/4 m^2$  ;

$$\gamma_s = 1.15 ; \quad \gamma_b = 1.5 ;$$

**Nu** : est l'effort normal ultime  $Nu = 1.35G + 1.5Q$  ;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

**α** : Coefficient de réduction destiné a tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 ; \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

**As** : section d'acier minimale ;

**f<sub>c28</sub>** : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) ;

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que  $As/ Br = 1/100$ .

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours ;} \\ 1.2 & \text{Si la majeure des charges est appliquée à 28 jours ;} \\ 1.0 & \text{Dans les autres cas.} \end{cases}$$

On prend  $K=1.00$ .

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & t > 24 \text{ heure} \\ 0.9 & 1h < t < 24 \text{ heure} \\ 0.8 & t < 24 \text{ heure} \end{cases}$$

On prend  $\theta = 1.00$

B : coefficient qui dépend de l'élanement du poteau

$$B = 1 + 1.2 (\lambda / 35)^2$$

$\lambda$  : L'élanement du poteau considéré Avec  $\lambda < 35$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau on prend  $\lambda = 35$

Donc :  $B=1.2$

• **Poteau rectangulaire (40.55):**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{h} < 50 \implies \lambda = \frac{3.46 \times 0.7 \times 340}{55} \implies \lambda = 14.99 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.994}{35}\right)^2} = 0.8199$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée à  $j < 90$  jours, on divise  $\alpha$  par 1.1

$$\alpha = \frac{0.8199}{1.1} = 0.745$$

$$B = 40 \times 55 = 2200 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (40-2) \times (55-2) = 2014 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{1862.527}{0.745} \left[ \frac{1}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.7 \times 400}{100 \times 1.15}} \right] = 119.314 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Poteau rectangulaire (30.45):**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{h} < 50 \implies \lambda = \frac{3.46 \times 0.7 \times 340}{45} \implies \lambda = 18.299 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.299}{35}\right)^2} = 0.805$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée à  $j < 90$  jours, on divise  $\alpha$  par 1.1

$$\alpha = \frac{0.805}{1.1} = 0.73$$

$$B = 30 \times 45 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (30-2) \times (45-2) = 1204 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{1862.527}{0.73} \left[ \frac{1}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.7 \times 400}{100 \times 1.15}} \right] = 121.766 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

**II.8.2. Vérification spécifiques :**

- **Sollicitations normales :** [16]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

- **Poteau rectangulaire (40.55):**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1862.527}{(2014)(25)} = 0.036 \leq 0.30 \dots\dots \text{ CV.}$$

- **Poteau rectangulaire (30.45):**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1866.172}{(1204)(25)} = 0.061 \leq 0.30 \dots\dots \text{ CV.}$$

*Donc, les sections adoptée (40 \* 55) ; (35 \* 50) ; (30\* 45) Cm<sup>2</sup> pour les poteaux vérifie les conditions précédentes. Précédentes et se sera valable pour tous les autres poteaux et pour la raison économique on peu réduire les sections des poteaux aux étages supérieures comme suite :*

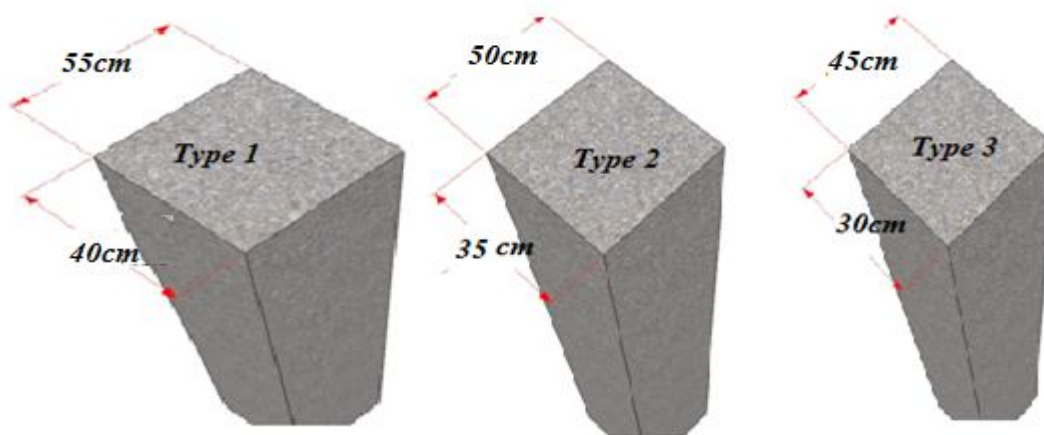


Figure II.19 : Présentations des différents types des poteaux.

<i>Type</i>	<i>Niveau</i>
<i>Type 1</i>	<i>R.D.C ⇒ 3<sup>eme</sup> étage</i>
<i>Type 2</i>	<i>4<sup>eme</sup> étage ⇒ 6<sup>eme</sup> étage</i>
<i>Type 3</i>	<i>7<sup>eme</sup> étage ⇒ 8<sup>eme</sup> étage</i>

*Tableau II.20 : Présentation des poteaux choisis.*

## II.9.Conclusion :

## Le pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et le différent critère, on peut résumer les résultats comme suit :

<i>Éléments</i>	<i>Pré-dimensions</i>
<i>Poteau</i>	(30.45) ;(40.55) cm <sup>2</sup>
<i>Poutre principales</i>	(30.40) cm <sup>2</sup>
<i>Poutre secondaire</i>	(30.35) cm <sup>2</sup>
<i>Poutre palière</i>	(30.40) cm <sup>2</sup>
<i>Plancher corps creux</i>	(16+4) cm
<i>Dalle pleine d'ascenseur</i>	15cm
<i>Voile type (1)</i>	20 cm
<i>Voile type (2)</i>	15 cm
<i>Palier type(1)</i>	15 cm
<i>Palier type (2 ; 3)</i>	20cm
<i>balcon</i>	15cm
<i>Dalle pleine</i>	15cm

*Tableau II.21 : Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des différents éléments.*

## Évaluation des charges :

On peut conclure nos résultats d'évaluation des charges dans le tableau ci-dessous :

<i>Éléments</i>	<i>Charge permanente</i>	<i>Charge d'exploitation</i>
<i>Plancher terrasse</i>	6.23 (KN /m <sup>2</sup> )	1.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Plancher étage courant</i>	5.2 (KN /m <sup>2</sup> )	1.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Plancher RDC</i>	5.2 (KN /m <sup>2</sup> )	2.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Mur extérieur</i>	3.85 (KN /m <sup>2</sup> )	-
<i>Mur intérieur</i>	1.9 (KN /m <sup>2</sup> )	-
<i>Palier type (1)</i>	4.87 (KN /m <sup>2</sup> )	2.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Paillasse type(1)</i>	9.09 (KN /m <sup>2</sup> )	2.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Palier type (2 ;3)</i>	6.12 (KN /m <sup>2</sup> )	2.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Paillasse type (2 ; 3)</i>	10.56 (KN /m <sup>2</sup> )	2.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Balcon</i>	4.87 (KN /m <sup>2</sup> )	3.5 (KN /m <sup>2</sup> )
<i>Dalle pleine</i>	6.74	1

*Tableau II.22 : récapitulatif des chargements de différents éléments.*

# CHAPITRE III

## CALCUL DES ELEMENTS SECODAIRES



## Chapitre III :

## Calcul des éléments secondaires

## III .1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement : c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

## III.2.Étude de l'acrotère :

## III.2.1.Définition :

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse, a pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales grâce a son casse goutte.

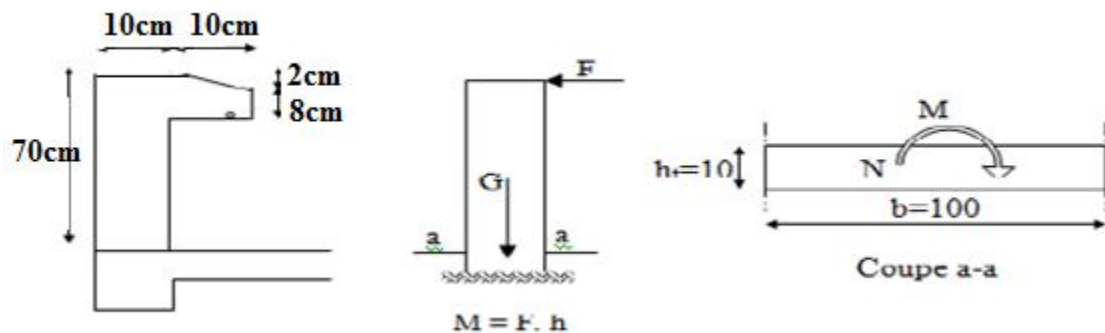


Figure III.1 : principe et dimensionnement de l'acrotère.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû a son poids propre  $W_p$  et un moment de flexion de l'application de la charge  $F_p$ .

Le calcul sera fait pour une bande de 1 m et d'une épaisseur de 10 cm.

## III.2.1.Calcul des sollicitations :

a) Poids propre ( $W_p$ ):

$$W_p = S_{\text{acrotère}} \cdot 25$$

$$W_p = (0.079) \cdot (25) = 1.975 \text{ KN/ml.}$$

b) La force horizontale ( $F_p$ ) :

[18]

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

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone, zone (II) groupe d'usage(2) donc

$$A = 0.15$$

[19]

$C_p$  : facteur de force horizontale

$$C_p = 0.8$$

[20]

$W_p$  : Poids de l'élément considéré = 1.975 KN/ml.

$$F_p = (4)(0.15)(0.8)(1.975) = 0.948 \text{ KN/ml.}$$

c) La surcharge d`exploitation (Q) :

$$Q = \max (F, F_p)$$

$$Q = \max (1, 0.948) = 1 \text{KN/ml.}$$

❖ Moments et efforts normaux :

- Calcul a L`ELU :

$$M_u = 1.5.F_p.h$$

$$M_u = 1.5(1)(0.7) \implies M_u = 1.05 \text{KN.m/ml}$$

$$N_u = 1.35W_p \implies N_u = 2.667 \text{KN.}$$

$$T_u = 1.5 Q \implies T_u = 1.5 \text{kN}$$

- Calcul a l`ELS :

$$M_s = Q.h$$

$$M_s = 1(0.7) \implies M_s = 0.7 \text{KN.m/ml}$$

$$N_s = W_p \implies N_s = 1.975 \text{KN.}$$

$$T_s = Q \implies T_s = 1 \text{KN}$$

On peut conclure notre calcul dans le tableau ci-dessous :

	N (kN)	M (kN.m/ml)	T (kN)
ELU	2.667	1.05	1.5
ELS	1.975	0.7	1

Tableau III.1 : de récapitulatif de la combinaison de charge.

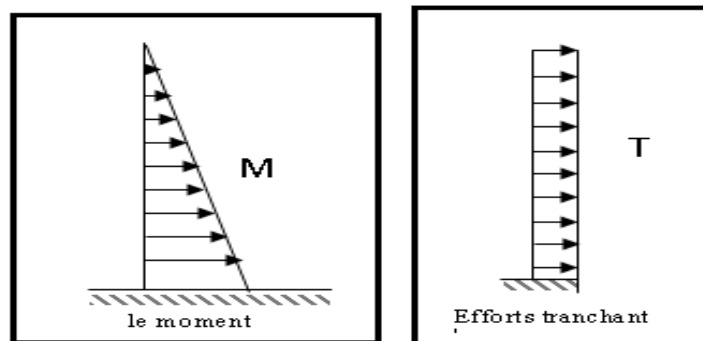


Figure III.2 : schéma statique de M & T.

❖ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

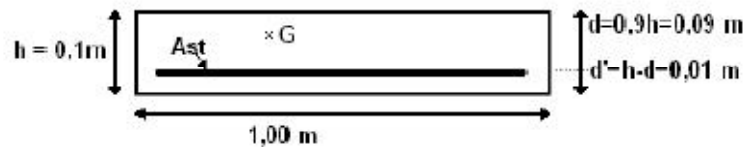
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \implies \frac{0.98}{2.667} = 0.36 \text{ m}$$

$$e_u = \frac{M_s}{N_s} \implies \frac{0.7}{1.97} = 0.355 \text{ m}$$

$$e_u, e_s \leq e_0 = \frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{cm ....CV.}$$

**On a conclu que :**

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérée comme préjudiciable.

**III.2. 2 : Ferrailage de l'acrotère :****- A l'état LEU :***Figure III.3 : section de calcul.*

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

Avec :

$e_A$  : la distance entre le point d'application de centre de gravité des armatures tendues.

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

$$d = 0.9h$$

$h$  : la hauteur totale de la section

$$d = (0.9) \cdot (0.1) = \mathbf{0.09\text{ m}}$$

$$e_A = 0.36 + (0.09 - 0.1/2) = \mathbf{0.4\text{ m}}$$

Alors :

$$M_{ua} = (2.667) \cdot (0.4) = \mathbf{1.0668\text{ KN.m}}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bc} = \frac{1.0668}{(10)(9^2)(14.2)} \quad , \mu_{bc} = \mathbf{0.0092}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \square$$

$$\square = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0092)}) = \mathbf{0.0125}$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.0125) = \mathbf{0.995}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\beta d \cdot \sigma_s}$$

$$A_f = \frac{1.0668\text{ KN.m}}{(0.995)(9)(348)}$$

$$A_f = \mathbf{0.334\text{ cm}^2}$$

$$A_u = A_f - N_u/100 \sigma_s$$

$$A_u = 0.334 - 2.667/100(348) = \mathbf{0.334\text{ cm}^2}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23f_t j b d}{f_e}$$

Avec :  $f_e = 400\text{ MPa}$  ,  $f_t j = 2.1\text{ MPa}$

$$A_{min} = \frac{(0.23)(2.1)(100)(9)}{400} = \mathbf{1.08675\text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A = \max (A_{\min}, A_u) = 1.08675 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Soit : } ST = 25 \text{ cm.}$$

#### Vérification de l'espacement :

$$ST = \min \{3h; 33\} = 30 \text{ cm ... CV}$$

$$ST = 25 \text{ cm.}$$

#### Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Soit : } ST = 25 \text{ cm.}$$

#### Vérification de l'espacement :

$$ST = \min \{3h; 33\} = 30 \text{ cm ... CV}$$

$$ST = 25 \text{ cm.}$$

### III.2.3. Vérification a l'état limite de service :

La fissuration est considérée comme fissuration préjudiciable.

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

$$by^2 + 30(A' + A)y - 30d(A' + A) = 0 \text{ et on a } A' = 0.$$

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$y = 2.047 \text{ cm}$$

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

$$I = (b/3) y^3 + 15(A (d - y)^2)$$

$$I = 3272.63 \text{ cm}^4$$

#### - Vérification des contraintes :

✓ **Contrainte maximale de compression de béton :  $\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$**

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = (0.7 \text{ kN.m} / 3272.63) \cdot 2.047 = 2.136 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 2.136 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa ... CV.}$$

✓ **Contrainte maximale de traction des aciers :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$**

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} F_e E, \max \left( 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = (15 M_{ser} / I) (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = 31.94 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 31.94 \text{ MPa} \leq 201.6 \text{ MPa ... CV.}$$

### III.2.4. Vérification du cisaillement :

[21]

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne ( $\alpha = 90^\circ$ )) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte doit être au plus base des deux valeurs suivantes :

$$\sigma \leq \sigma_{\min}$$

$$V_u/bd \leq \min \begin{cases} 0.15f_{c28}/\sigma_b = 2.5\text{MPa.} \\ 4\text{MPa.} \end{cases}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5\text{KN/ml}$$

$$V_u/bd = 1.5/(100)(9) = 0.01\text{MPa}$$

$$\Rightarrow 0.01\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \quad \dots \text{CV}$$

### III.2.5. Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux forces (extérieurs et intérieurs).

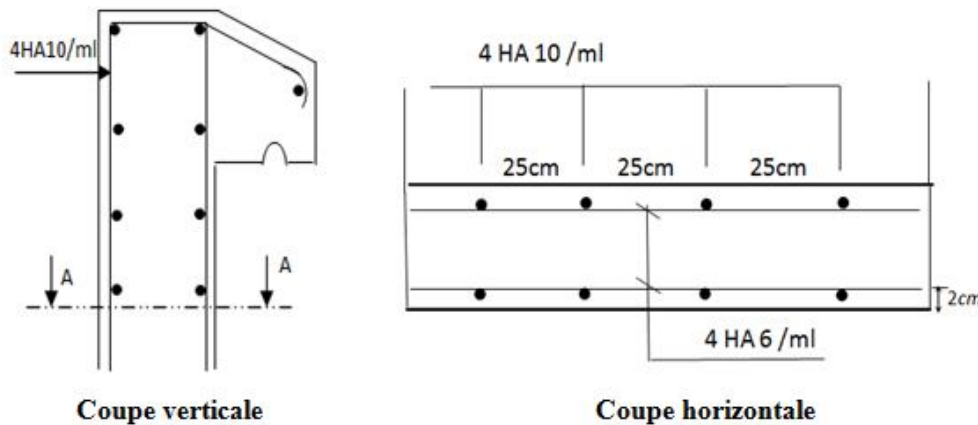


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Les balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au plancher (dans les poutres), réalisé en dalle pleine. Le balcon ferrillé en flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre). Charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde corps) et une charge d'exploitation Q.

#### ❖ Dimensions :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminé par la condition de la résistance à la flexion simple.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : la largeur de la console

$$e_p \geq \frac{118}{10} = 11.8 \text{ cm}$$

On adopte:  $e_p = 15\text{cm}$

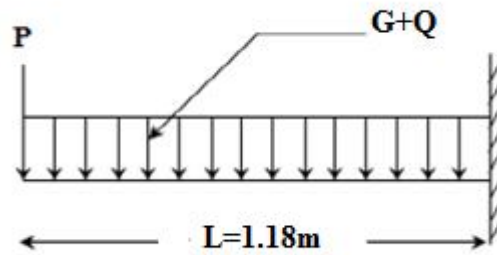


Figure III.5 : schéma statique et surcharges sur balcon.

**III.3.1 : Évaluation des charges :**

G (poids propre).1ml= 4.87KN /ml

Q (surcharges).1ml=3.5KN/ml

P (poids propre de garde corps) = $G_{mur}.h=1.9(1.2)=2.28KN/ml$ .

**III.3.2 : Combinaison des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.82KN/ml.$$

$$P_u = 1.35P = 3.078KN/ml.$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = 8.37KN/ml.$$

$$P_s = P = 2.28KN/ml.$$

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

$$M = \frac{ql^2}{2} + PL$$

$$V = q_u l + P_u$$

- **ELU :**

$$M_u = \frac{q_l^2}{2} + PL = 12.204KN/ml.$$

$$V_u = q_u l + P_u = 17.262KN/ml.$$

- **ELS :**

$$M_s = \frac{q_l^2}{2} + PL = 8.76KN/ml.$$

$$V_s = q_s l + P_s = 12.324KN/ml.$$

$P_u$ (KN/ml)	$P_s$ (KN/ml)	$q_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/ml)	$M_u$ (KN.ml)	$M_s$ (KN.ml)	$V_u$ (KN)	$V_s$ (KN)
3.078	2.28	11.82	8.37	12.204	8.76	17.262	12.324

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

**III.3.3 : ferrailage à l'ELU :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.



Figure III.6 : Position des armatures structurales du balcon.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{(12.204)(1000)}{(100)(12^2)(14.2)} = \mathbf{0.059}$$

$$\gamma = \frac{M_s}{M_u}$$

$$A' = 0.$$

$$\beta = 1 - 0.4 \square$$

$$\square = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.059)}) = 0.076$$

$$\beta = \mathbf{0.97 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{(12.204)(1000)}{0.97(12)(348)} = \mathbf{3.01 \text{ cm}^2}$$

On adopte:

$$A_s = \mathbf{4HA12/ml = 4.52 \text{ cm}^2/ml.}$$

Soit: **ST=25cm.**

- **Vérification de l'espacement :**

$$ST = \min \{3h; 33\} = \min \{45; 33\} = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2/ml.}$$

On adopte: **A<sub>r</sub> = 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

Soit : **ST=25cm.**

- **Vérification de l'espacement :**

$$ST = \min \{3h; 33\} = \min \{45; 33\} = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 f_t j b d}{f_e}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $f_t j = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = \frac{(0.23)(2.1)(100)(12)}{400} = \mathbf{1.45 \text{ cm}^2/ml.}$$

$$\mathbf{A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2/ml \leq A_s = 3.01 \text{ cm}^2/ml.}$$

**III.3.4 : Vérification à l'ELS :**

Pour la fissuration est considérée comme préjudiciable :

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

$$by^2 + 30(A' + A)y - 30d(A' + A) = 0 \quad , \text{et on a } A' = 0.$$

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$y = 3.41 \text{ cm.}$$

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

$$I = (b/3) y^3 + 15(A (d - y)^2)$$

$$I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**✓ **Contrainte maximale de compression de béton :  $\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$  :**

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = (8760 \text{ N.m} / 6324.56) \cdot 4 = 4.72 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 4.72 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ CV.}$$

✓ **Contrainte maximale de traction des aciers :  $\overline{\sigma}_s \leq \sigma_s$  :**

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} F_e E, \max \left( 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = (15 M_{ser} / I) (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left( 8760 \text{ N} \cdot \frac{\text{m}}{6324.56} \right) (12 - 3.41) = 178.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 178.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 178.46 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \quad \dots \text{ CV}$$

**III.3.5. Vérification du cisaillement :**

[22]

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne ( $\alpha = 90^\circ$ )) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte doit être au plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\tau \leq \tau_{\min}$$

$$V_u / b d \leq \min \begin{cases} 0.15 f_{c28} / \alpha b = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = q_u \cdot l + p_u = 17.262 \text{ kN}$$

$$V_u / b d = (17.262)(1000) / (1000)(120) = 0.143 \text{ MPa}$$

$$0.143 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \dots \text{ CV}$$

**III.3.6. Vérification de la flèche :**

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q l^4}{8 E I} + \frac{P l^3}{3 E I}$$

Avec :

$$E : \text{module de déformation déformée } E_{iv} = 1.5 \cdot 10^4 \text{ MPa.}$$

I : moment d'inertie

$$f = \frac{ql^4}{8EI} + \frac{Pl^3}{3EI}$$

Donc :  $f = 0.469 \text{ cm}$

Flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad f = 0.469 \leq f_{ad} = 0.48 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

### III.3.7. schéma de ferrailage :

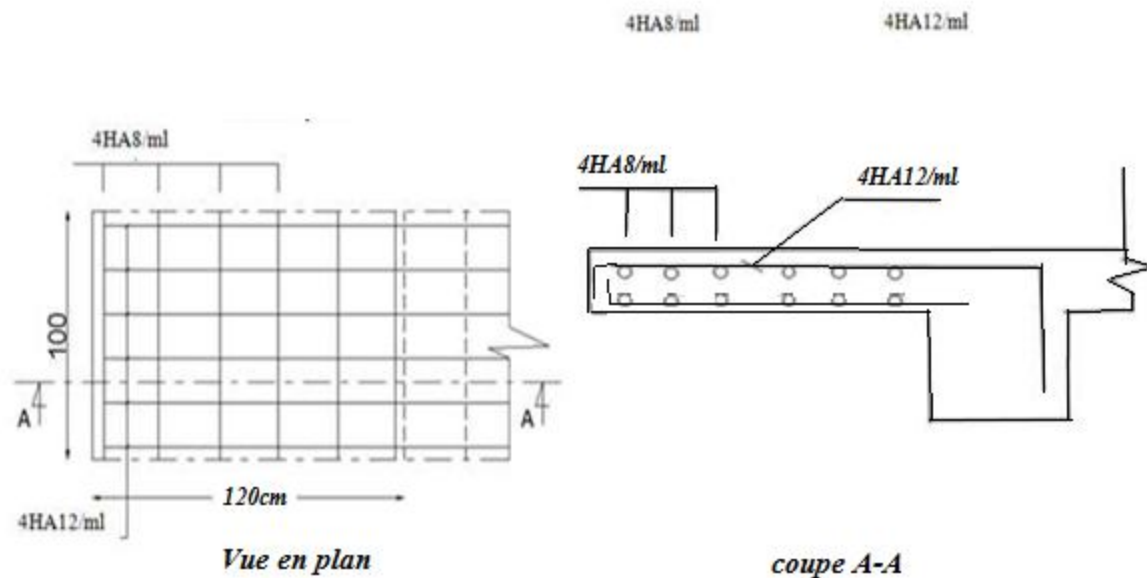


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de balcon.

### III.4. L'escalier :

L'escalier est une construction 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.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite celui de notre projet :

L'escalier est calculé à la flexion simple.

#### III.4.1. Dimensionnement et surcharges de la section :

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 mètre de largeur.

Les dimensions des sections :

- $h = 15 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$
- $c = 3 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$
- $d = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 17 \text{ cm}$

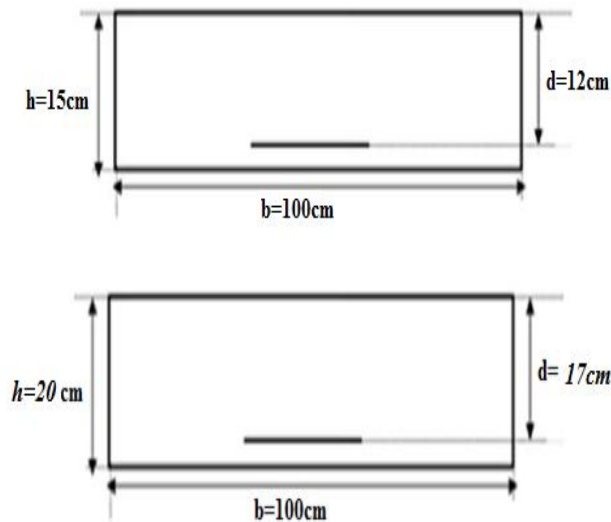


Figure III.8. Position des armatures structurales des deux sections.

III.4.2. Calcul des sollicitations :

Escalier d`épaisseur (15cm) :

- A l'E.L.U :  $Q_u = 1.35G + 1.5Q$
- A l'E.L.S :  $Q_s = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$Q_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)	$Q_s = G + Q$ (KN/ml)
Palier	4.87	2.5	11.82	7.37
Paillasse	9.09	2.5	16.02	11.59

Tableau III.3. évaluation des charges d'escalier (Ep 15cm).

- A l'E.L.U :  $Q_u = 1.35G + 1.5Q$
- A l'E.L.S :  $Q_s = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$Q_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)	$Q_s = G + Q$ (KN/ml)
Palier	6.12	2.5	12.012	8.62
Paillasse	10.56	2.5	18.006	13.06

Tableau III.4 : évaluation des charges d'escalier (Ep 20cm).

Escalier d`épaisseur « 20cm » type (1) : Paillasse et palier de repos :

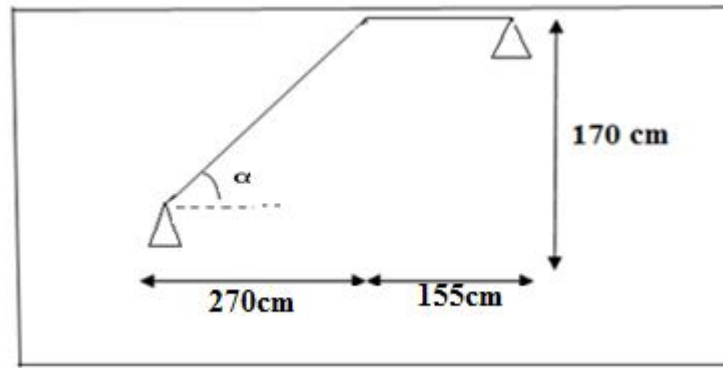


Figure III.9 : Schéma statique d'escalier type (1).

$$q_u = q_{u,\text{palier}} \cdot l_{pl} + q_{u,\text{paillasse}} \cdot l_{ps} / l_{p1} + l_{ps}$$

$$q_u = (12.012) \cdot (1.55) + (18.006) \cdot (2.70) / 4.25 = 15.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = q_{s,\text{palier}} \cdot l_{pl} + q_{s,\text{paillasse}} \cdot l_{ps} / l_{p1} + l_{ps}$$

$$q_s = (8.62) \cdot (1.55) + (13.06) \cdot (2.70) / 4.25 = 11.40 \text{ KN/ml}$$

- **Moment statique :**  $M_{0u} = q_u \cdot l^2 / 8$
- **Sur travée :**  $M_t = 0.8 M_{0u}$
- **En appuie :**  $M_a = 0.3 M_{0u}$

	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
<i>ELU</i>	35.7	28.56	10.71
<i>ELS</i>	25.83	20.664	7.75

Tableau III.5 : moments des escaliers type (1) aux états limitent.

### III.4.3. Ferrailage a E.L.U :

Les armatures sont déterminées à L`E.L.U ; pour une bonde de 1 mètre de largeur sollicitée en flexion simple.

#### III.4.3.1. Ferrailage a E.L.U de type (1) :

Sollicitation de calcul pour type (1) :

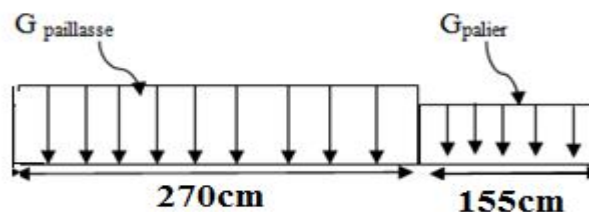


Figure III.10 : présentation de schéma statique et chargement des escaliers.

#### a) Ferrailage en travée :

$$M_t = 26.15 \text{ KN.m}, f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} \quad \mu = \frac{26150}{100.(12)^2.14.2} = 0.127 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.127)}) = 0.170$$

$$\beta = 0.932$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d. \sigma_s} \quad A_{st} = \frac{26150}{(0.932)(12). (348)} = 6.71 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_{st} = 7HA12 / ml = 7.92 \text{ cm}^2 / ml$

Soit  $ST = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

**ST = 15 cm**

- **Armatures répartition :**

$$A_r = A_{sa} / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_r = 4HA10 / ml = 3.14 \text{ cm}^2 / ml$

Soit  $ST = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

**ST = 25 cm**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 f_t j b d}{f_e}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $f_t j = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6.52 \text{ cm}^2$$

**b) Ferrailage sur appuis :**

$M_a = 14.9 \text{ KN.m}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ ,  $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} \quad \mu = \frac{9597}{100.(12)^2.14.2} = 0.046$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.046)}) = 0.058$$

$$\beta = 0.97$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d. \sigma_s} \quad A_{sa} = \frac{9597}{(0.976)(12). (348)} = 2.35 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{sa} = 4HA12 / ml = 4.52 \text{ cm}^2 / ml$

Soit  $ST = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

**ST=15cm**

- **Armatures répartition :**

$$A_r = A_{sa}/4 = 3.39/4 = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_r = 4HA8 / ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml$

Soit ST=25cm

- **Vérification de l'espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

**ST=25cm**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 f_t j b d}{f_e}$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $f_t j = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 2.35$$

### III.4.3.2. Vérification a L`E.L.S :

- a) **En travée :**

$$M_{ts} = 20.664 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

$$b y^2 + 30(A' + A) y - 30d(A' + A) = 0$$
 , et on a  $A' = 0$ .

$$b y^2 + 30A y - 30dA = 0$$

$$y = 5.21 \text{ cm}$$

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

$$I = (b/3) y^3 + 15(A (d - y)^2)$$

$$I = 20769 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de compression de béton : } \overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = \left( 20664 \text{ N.m} \cdot \frac{\text{m}}{20769} \right) 5.21 = 5.18 \text{ MPa}$$

$$\implies 5.18 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de traction des aciers : } \overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} F_e E, \max \left( 110 \sqrt{n \cdot f_t j} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = (15 M_{ser} / I) (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 (20664 \text{ N.m} / 20769) (17 - 5.21) = 175.95 \text{ MPa}$$

$$\implies 175.95 \text{ MPa} \leq 201.6 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

## b) Sur appui :

$$M_{as}=7.75\text{KN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

## - Position de l'axe neutre :

$$by^2+30(A'+A)y-30d(A'+A)=0 \text{ , et on a } A'=0.$$

$$by^2+30Ay-30dA=0$$

$$y=4.21\text{cm}$$

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

$$I= (b/3) y^3+15(A (d- y)^2)$$

$$I=13823.66\text{cm}^4$$

## - Vérification des contraintes :

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de compression de béton : } \overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq 0.6f_c=15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = (7750\text{N.m}/13823.66).4.21=2.36\text{MPa}$$

$$\Rightarrow 2.36\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \text{ ...CV.}$$

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de traction des aciers : } \overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}F_cE, \max \left( 110\sqrt{n \cdot ftj} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = (15M_{ser}/I)(d - y)$$

$$\sigma_s = 15(7750\text{N.m}/13823.66)(17 - 4.21)=107.55\text{MPa}$$

$$\Rightarrow 107.55\text{MPa} \leq 201.6\text{MPa} \text{ ...CV.}$$

## III.4.3.3.Récapitulations :

Type escalier	$M_{u,t}$ (KN.m)	$M_{u,a}$ (KN.m)	$M_{s,t}$ (KN.m)	$M_{s,a}$ (KN.m)
Escalier type (1)	28.56	10.71	20.664	7.75
Escalier type (2)	50.54	18.95	36.51	13.69
Escalier type (3)	26.15	9.807	18.15	6.807

Tableau III.6 : Récapitulations des efforts.

**III.4.3.4.Ferraillage des escaliers :**

Récapitulations des résultats de ferraillage des escaliers dans le tableau ci-dessous :

	<i>Position</i>	<i>Mu (kN.m)</i>	$\mu$	$\mu \leq \mu_t$	<i>A' (cm<sup>2</sup>)</i>	$\alpha$	$\beta$	<i>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A adopt (cm<sup>2</sup>)</i>
<b>Type 1</b>	<i>En travée</i>	28.56	0,069	<i>oui</i>	0	0,089	0,93	5.02	<b>7HA12 =7.92</b>
	<i>Sur appuis</i>	10.71	0.026	<i>oui</i>	0	0.033	0,98	1.84	<b>4HA12 =4.52</b>
<b>Type 2</b>	<i>En travée</i>	50.54	0.123	<i>oui</i>	0	0,164	0,93	09.18	<b>8HA14 =10.78</b>
	<i>Sur appuis</i>	18.95	0.046	<i>oui</i>	0	0,059	0,97	3.3	<b>4HA12 =4.52</b>
<b>Type 3</b>	<i>En travée</i>	26.15	0,127	<i>oui</i>	0	0,170	0,93	6.71	<b>7HA12 =7.92</b>
	<i>Sur appuis</i>	9.597	0.046	<i>oui</i>	0	0.058	0,97	2.35	<b>4HA12 =4.52</b>

*Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée et en appuis.*

**III.4.3.5.Conditions de non fragilité :**

Section minimale d'armatures : BAEL 91

[23]

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	<i>Position</i>	<i>A cm<sup>2</sup></i>	<i>A<sub>min</sub> cm<sup>2</sup></i>	<i>A ≥ A<sub>min</sub></i>	<i>A adopt (cm<sup>2</sup>)</i>
<b>Type 1</b>	<i>En travée</i>	5.02	2.05	<i>Oui</i>	<b>7HA12=7.92</b>
	<i>En appuis</i>	1.84	2.05	<i>non</i>	<b>4HA12=4.52</b>
<b>Type 2</b>	<i>En travée</i>	9.18	2.05	<i>Oui</i>	<b>8HA14=10.78</b>
	<i>En appuis</i>	3.3	2.05	<i>Oui</i>	<b>4HA12=4.52</b>
<b>Type 3</b>	<i>En travée</i>	6.71	1.44	<i>Oui</i>	<b>7HA12=7.92</b>
	<i>En appuis</i>	2.35	1.44	<i>Oui</i>	<b>4HA12=4.52</b>

*Tableau III.8 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.*

**III.4.3.6.Armateur de répartition : d'après le BAEL91**

[24]

On à :  $A_{rep} = A/4$

	<i>Position</i>	<i>Arep (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Choix (cm<sup>2</sup>)</i>
<i>Type 1</i>	<i>En travée</i>	1.98	4HA10 = 3.14
	<i>Sur appuis</i>	1.13	4HA 8= 2.01
<i>Type 2</i>	<i>En travée</i>	2.69	4HA10 = 3.14
	<i>Sur appuis</i>	1.13	4HA 8= 2.01
<i>Type 3</i>	<i>En travée</i>	1.98	4HA10 = 3.14
	<i>Sur appuis</i>	1.13	4HA8= 2.01

Tableau III.9 : Calcul des armatures de répartition.

III.4.3.7. Espacement entre les armatures :

[25]

On doit vérifier :

$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\}$  pour les armatures longitudinales.

$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\}$  pour les armatures de répartitions.

	<i>Position</i>	<i>Armatures longitudinal</i>		<i>Armatures de répartitions</i>		$S_t \leq \bar{S}_t$
		$S_t(\text{cm})$	$\bar{S}_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})$	$\bar{S}_t(\text{cm})$	
<i>Escalier type 1</i>	<i>En travée</i>	15	33	25	45	<i>Oui</i>
	<i>Sur appuis</i>	25	33	25	45	<i>Oui</i>
<i>Escalier type 1</i>	<i>En travée</i>	15	33	25	45	<i>Oui</i>
	<i>Sur appuis</i>	25	33	25	45	<i>Oui</i>
<i>Escalier type 2</i>	<i>En travée</i>	15	33	25	45	<i>Oui</i>
	<i>Sur appuis</i>	25	33	25	45	<i>Oui</i>

Tableau III.10 : vérification de l'espacement.

III.4.3.8. Vérification à l'ELS :

	Escalier type 01		Escalier type 02		Escalier type 03	
	En Travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
A (cm <sup>2</sup> )	7.92	4.52	10.78	4.52	7.92	4.52
M <sub>ser</sub> (kN.m)	20.664	7.75	36.51	113.69	18.15	6.807
Y <sub>I</sub> (cm)	5.21	4.21	6.3	4.17	6.13	4.32
I (cm <sup>4</sup> )	20769	13823.6	13577.5	12949.265	37598.80	28475.43
d (cm)	17	17	17	17	12	12
σ <sub>bc</sub> (MPa)	5.18	2.36	7.79	4.2	4.21	1.97
σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Σ <sub>S</sub> (MPa)	175.95	107.55	198.49	194.04	50.14	51.22
σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6	201.6
σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau III.11 : Vérification à l'ELS.

III.4.3.9. Vérification de l'effort tranchant :

[26]

- Fissuration préjudiciable

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

	V <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>lim</sub>
Escalier type 1	33.61	0.19	2.5	Oui
Escalier type 2	43.20	0.254	2.5	Oui
Escalier type 3	45.20	0.188	2.5	Oui

Tableau III.12 : Vérification de l'effort tranchant.

III.4.3.10. Schéma de ferrailage des escaliers :

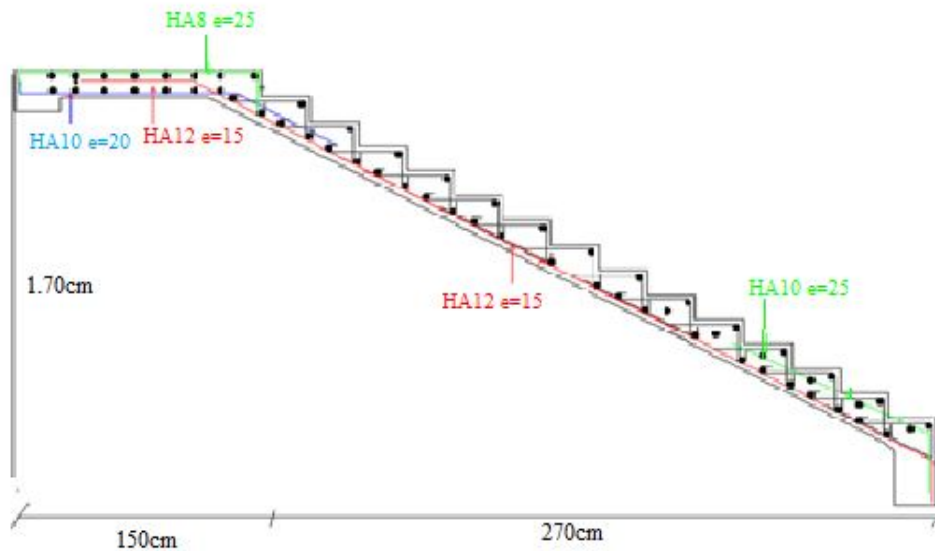


Figure III.11 : Schéma de ferrailage des escaliers type 1et 3.

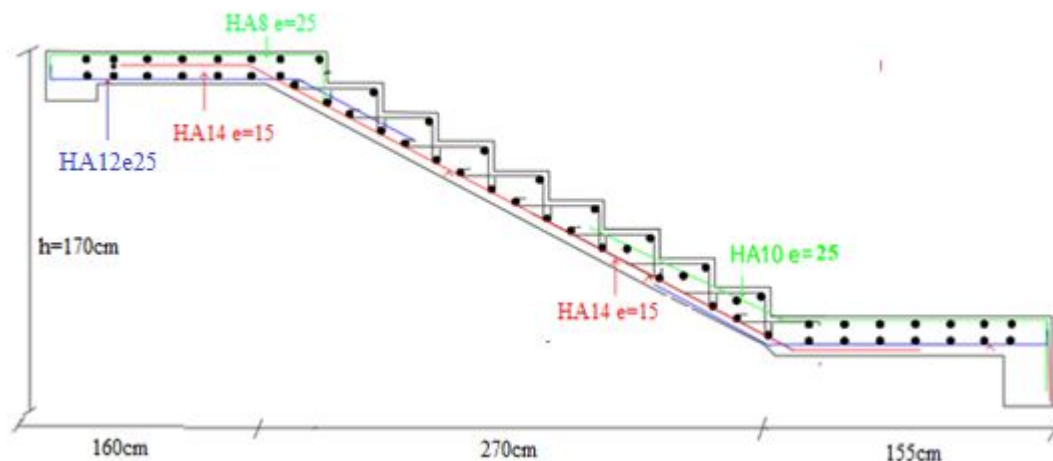


Figure III.12 : Schéma de ferrailage des escaliers type II.

### III. 5.Poutre palière :

#### III.5.1.Introduction :

La poutre palière est placée à l'extrémité du palier, elle est soumise à la flexion simple et la torsion

-La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier

-la torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exerce par les volées sur la poutre

#### III.5.2.Évaluation des charges :

Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.25m, son schéma statique est le suivant :

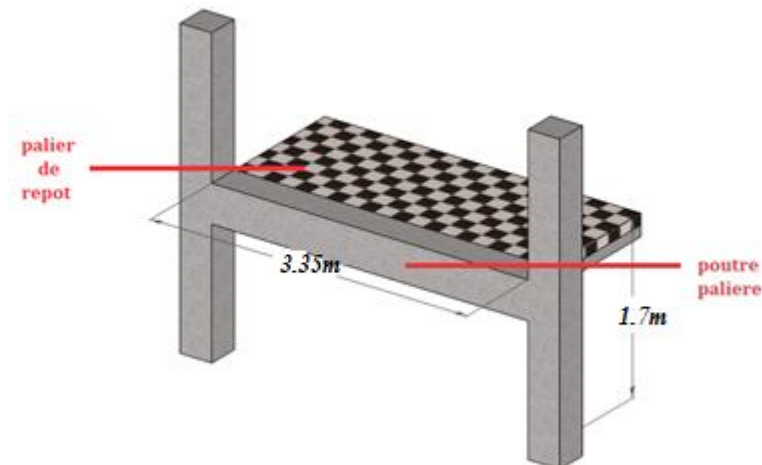


Figure III.13 : Présentation d'une poutre palière.

- ✓ Poids propre :  $G_{pp} = (0.30)(0.40)(25)=3$
- ✓ Charge ramenée par paillasse :  $G_{paillasse}=(10.56)(2.75/2)=14.52\text{KN/ml}$ .
- ✓ Charge ramenée par palier :  $G_{palier}=(6.12)(1.5)=9.18\text{KN/ml}$ .
- ✓ Charge ramenée du mur extérieur :  $G_{mur} = (3.85)(3.40/2)=6.545\text{KN/ml}$

$$G_t=33.24\text{KN/ml}$$

$$Q = (2.5)(1.5)=3.75\text{KN/ml}$$

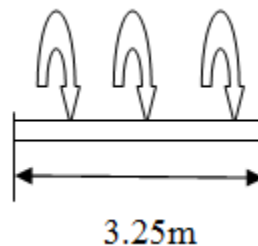


Figure III.14 : schéma statique d'une poutre palière.

### III.5.3.Pondération des charges :

$$\text{ELU} : Q_u=1.35G_t+1.5Q_t= 1.35(33.24)+1.5(3.75)=50.49\text{KN/ml}.$$

$$\text{ELS} : Q_s=G_t+Q_t= 33.24+3.75=36.99\text{KN/ml}.$$

### III.5.4.Calcul et répartition des moments :

#### ❖ Moment statique maximal :

$$\text{ELU: } M_{u0}=Q_u.l^2/8= (50.49)(3.25)^2/8=66.66\text{KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{s0}=Q_s.l^2/8= (36.99)(3.25)^2/8=48.83\text{KN.m}$$

#### ❖ Repartition des moment :

##### a) Moment en travée :

$$M_t=0.85 M_0$$

**ELU :**

$$M_{tu}=0.85 M_{0u}$$

$$M_{tu}=0.85 (66.66) = 56.66\text{KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{ts} = 0.85M_{0s}$$

$$M_{ts} = 0.85 (48.83) = 41.50\text{KN.m}$$

**b) Moment en appui :**

$$M_a=0.3 M_0$$

**ELU :**

$$M_{au}=0.3 M_{0u}$$

$$M_{au}=0.3 (66.66) = 19.99\text{KN.m}$$

**ELS:**

$$M_{as} = 0.3M_{0s}$$

$$M_{as} = 0.3(48.83) = 14.64\text{KN.m}$$

**III.5.5.Ferraillage de la poutre palière :**

a) **En travée :**  $f_c = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$ ,  
 $d=0.9h=0.9(40)=36\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{(56.66) \cdot (10^3)}{(30)(36^2)(14.2)} = 0.10$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.1)}) = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.012) = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta d \cdot \sigma_s} = \frac{(56.66) \cdot (10^3)}{(0.99)(36)(348)} = 4.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s=4\text{HA}14= 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$
---

**b) En appuis :**

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$  ,  $d=36\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2\sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{(19.99) \cdot (10^3)}{(30)(36^2)(14.2)} = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.036)}) = 0.045$$

$$\beta = 1 - 0.4(0.045) = 0.98$$

$$A_{sa} = \frac{M_{au}}{\beta d \cdot \sigma_s} = \frac{(19.99) \cdot (10^3)}{(0.92)(36)(348)} = 1.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s=3HA12= 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23ft_jbd}{f_e}$$

Avec :  $f_e=400\text{MPa}$  ,  $f_{tj}=2.1\text{MPa}$

$$A_{min} = \frac{(0.23)(2.1)(30)(40)}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min}=1.449 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 4.56 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{CV.}$$

$$A_{min}=1.449 \text{ cm}^2 \leq A_{sa} = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \text{CV.}$$

On représente notre résultat dans le tableau ci-dessous :

	$M_u$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s(\text{cm})^2$	$A_{min}$ ( $\text{cm}$ ) <sup>2</sup>	$A_{adp}$ ( $\text{cm}$ ) <sup>2</sup>
Travée	56.66	41.50	0.10	0.012	0.99	4.56	1.449	6.16
Appui	19.99	14.64	0.036	0.045	0.98	1.73	1.449	3.39

Tableau II.13 : récapitulatif ferrailage de la poutre palière.

### III.5.6 : Vérification a l`ELS :

#### a) En travée :

Pour la fissuration est considérée comme préjudiciable :

#### - Position de l`axe neutre :

$$by^2+30(A`+A)y-30d(A`+A)=0 \text{ ,et on a } A`=0.$$

$$by^2+30Ay-30dA=0$$

$$y=11.34\text{cm, On adopte } y=12\text{cm}$$

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

$$I= (b/3) y^3+15(A (d- y)^2)$$

$$I=139525.2\text{cm}^4$$

#### - Vérification des contraintes :

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de compression de béton : } \overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq 0.6f_{c28}=15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = (33.67\text{kN.m}/139525.2).12=2.89\text{MPa}$$

$$\Rightarrow 2.89\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \dots \text{CV.}$$

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de traction des aciers : } \overline{\sigma}_s \leq \sigma_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}F_eE, \max \left( 110\sqrt{n \cdot ft_j} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6\text{MPa.}$$

$$\sigma_s = (15M_{ser}/I)(d - y)$$

$$\sigma_s = 152.03\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 152.03\text{MPa} \leq \sigma_s = 201.6\text{MPa} \dots \text{CV}$$

## b) Sur appuis :

## - Position de l'axe neutre :

$$by^2 + 30(A' + A)y - 30d(A' + A) = 0 \quad , \text{et on a } A' = 0.$$

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$y = 11.34 \text{ cm, On adopte } y = 12 \text{ cm}$$

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

$$I = (b/3)y^3 + 15(A(d-y)^2)$$

$$I = 139525.2 \text{ cm}^4$$

## - Vérification des contraintes :

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de compression de béton : } \overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq 0.6f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = (11.88 \text{ kN.m} / 139525.2) \cdot 12 = 1.021 \text{ MPa}$$

$$\implies 1.021 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{CV.}$$

$$\checkmark \text{ Contrainte maximale de traction des aciers : } \overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}F_c E, \max \left( 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = (15M_{ser}/I)(d-y)$$

$$\sigma_s = 53.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 53.64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.6 \text{ MPa} \quad \dots \text{CV}$$

## III.5.7. Vérification de la flèche :

[27]

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{35}{325} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{CV} ;$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2bd}{f_e} ; \frac{5.65}{(30)(36)} = 0.0034 \leq \frac{4.2(30)(54)}{400} = 17.01 \quad \dots \text{CV} ;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10Mo} ; 0.123 \geq \frac{56.66}{10(66.66)} = 0.084 \quad \dots \text{CV.}$$

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

## III.5.8. Ferrailage à la torsion :

Contrainte tangentielle  $\tau_t$  du moment :

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \approx 7 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (30 - 7) \cdot (40 - 7) = 759 \text{ cm}^2$$

Le couple de torsion est :  $C = Vu \times 0,1 = 82,06 \times 0,1 = 8,20 \text{ KN}$

Le moment de torsion est :  $M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 8,20 \frac{3,25}{2} = 13,325 \text{ KN.m}$

$$\tau_t = \frac{26,98}{2 \times 2079 \times 10^{-4} \times 0,40} = 162,21 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \tau_t = 0,219 \text{ MPa}$$

### III.5.9. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_A = -V_B = \frac{qu.L}{2} = 82,06 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{82,096 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} \Rightarrow \tau_U = 0,769 \text{ MPa}$$

$$\tau_U^2 + \tau_t^2 = (0,769)^2 + (0,219)^2 = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U^2 = (3,26)^2 = 10,627 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre : } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 7) + (40 - 7)] = 112 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{112 \times 10^{-2} \times 13,325}{2 \times 759 \times 348 \times 10^3} = 2,8 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_r = A_l + A_s$

- **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{13,325 \times 10^3}{2 \times 759 \times 348} = 0,254 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{9,11}{16} \right] + [0,254] = 0,587 \text{ cm}^2$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **15cm**

Donc : on prend **4HA8** avec :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### III.5.10. Schéma de ferrailage :

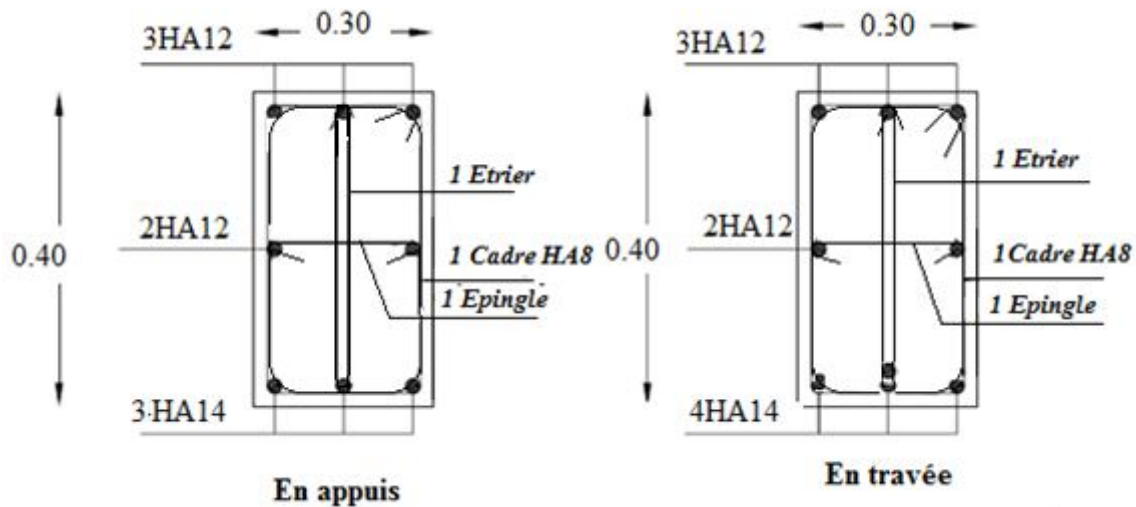


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.6. Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps creux.

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles (nervures) ; les quelles reposent sur les poutres principales, et par des éléments de remplissage (corps creux). De dimensions  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

#### III.6.1. Les poutrelles :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$b = 70 \text{ cm}$$

#### III.6.2. Étude planchers :

Dans notre étude, on a choisit des planchers en corps creux dont les entrevous s'appuient sur les poutrelles (nervures) les quelles reposent sur les poutres principales, l'ensemble est solidarisé par une dalle de 4 cm d'épaisseur et armée par du treillis soudé. Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après :

Type du Plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u=(1.35G+1.5Q) \times 0.65$ ( KN/ml)	$q_s=(G+Q)0.65$ ( KN/ml)
Terrasse	6.23	1	6.44	4.7
E. courant	5.2	1.5	6.025	4.355
RDC	5.2	2.5	6.99	5

Tableau III.14 : Chargement sur les planchers.

### III.6.3.Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

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

#### III.6.3.1.La méthode forfaitaire : (Annexe E.1 du BAEL 91) :

#### III.6.3.2.Domaine d`application : (BAEL91art B.6.210) :

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

- plancher à surcharge modérées ( $Q \leq 2G$  ou  $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ) ;
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$  ;
- le moment d`inertie constant sur toutes les travées ;
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

Dans le cas ou l`une de ces conditions n`est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers a charges d`exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT).

#### III.6.3.3.Principe de la méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire consiste a évaluer les valeurs maximaux des moments en travées  $M_t$  et des moment sur appuis  $M_e$  et  $M_w$ , si on note par :

- $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travées de comparaison c`est a dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges ;)
- $M_w$  et  $M_e$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- $M_t$  : Le moment maximal en travée qui est ores en compte dans les calculs de la travée considérée.
- $\alpha$  : Le rapport entre les charges d`exploitations et la somme des charges

$$\text{permanentes et charges d`exploitation } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Le moment maximale en travée  $M_t$  n`est pas inférieure à :

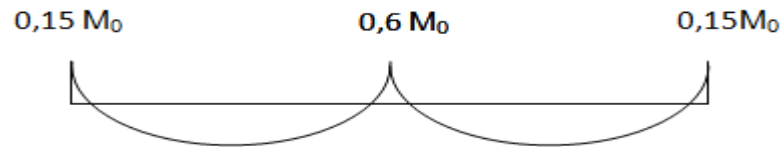
- $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2}$  (dans une travée intermédiaire) ;
- $M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$  (dans une travee de rive) ;

Tout en respectant la condition suivante :

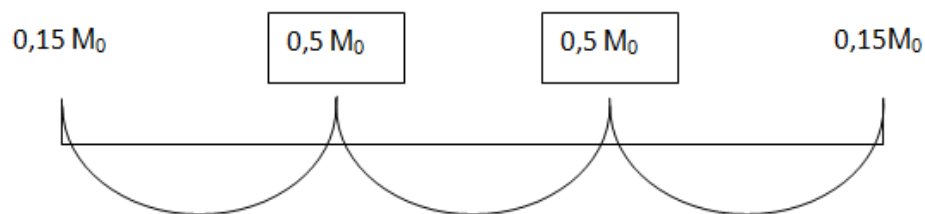
$$- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moments sur appuis intermédiaire n'est pas inférieure à :

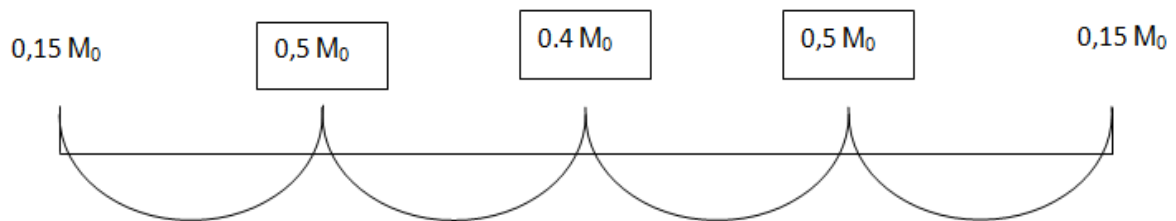
- $0,6 M_0 \Rightarrow$  dans le cas d'une poutre a deux travées.



- $0,5 M_0 \Rightarrow$  dans le cas des appuis voisines des appuis de rive poutre plus de deux appuis



- $0,4 M_0 \Rightarrow$  dans le cas des autre appuis intermédiaire d'une poutre plus de trois travées



#### III.6.3.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $(Q \leq 2G$  ou  $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ),  $Q = 1 \text{KN/m}^2 \leq (2G = 12.46 \text{KN/m}^2, 5 \text{KN/m}^2) \dots \text{CV}$  ;
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ....CV ;
- Les moments d'inertie constante .... CV ;
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0.8 et 1.25...CV.

#### III.6.3.5 .Les efforts tranchants :

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche ( $T_w$ ) et pour l'appui de droite ( $T_e$ ) est donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 - (M_w - M_e)/L \\ T_e = -T_0 - (M_w - M_e)/L \end{cases}$$

Avec :

$T_0 = ql/2$  destine l'effort tranchant et la longueur de la portée considérée.

**III.6.3.6. Les différents types des nervures :**

Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments fléchissant de référence ( $M_0$ ) calculée à gauche de l'appui concéderei.

**III.6.3.7. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

On applique la méthode de Caquot Si le plancher à des charges d'exploitation élevée ;

Ainsi ; comme la condition suivante  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$  n'est pas satisfaite dans les portées successives, on utilisera la méthode de Caquot.

**III.6.3.7.1. Principe de la méthode :**

Cette méthode, due à **Albert Caquot**, repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- La variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.
- L'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par les continuités théoriques, ce qui permet de limiter le nombre des travées réservant les charges d'exploitation.

**III.6.3.7.2. Condition d'application :**

Soit l'appui (i) d'une poutre continue, entourer par les deux travées ouest (**W**) et est (**e**) de longueur respectives  $L_w$  et  $L_e$

- La charge répartie uniforme  $q_w$  et  $q_e$  ;
- Des charges concentrées  $P_w$  et  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui ;
- Les longueurs réduites de chaque travée  $L^$  ;
- $L^ = L$  : Pour une travée de rive ;
- $L^ = 0,8L$  : Pour une travée intermédiaire.

Pour chaque force concentrée :  $x = \frac{a}{L}$  et  $K = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125}$

Les moments :

$$M_q = \frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} : \text{due aux charges réparties sur les deux travées ;}$$

$$M_{pw} = \sum \frac{K_w P_w L_w^3}{(L_w + L_e)} : \text{due aux charges concentrées de la travée ``W`` ;}$$

$$M_{pe} = \sum \frac{K_e P_e L_e^3}{(L_w + L_e)} : \text{due aux charges concentrées de la travée ``e``}$$

- La valeur du moment sur appui qui sera utilisée sans suite de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-) ;
- Les efforts tranchants d'appuis  $V_w$  sur l'appui gauche et  $V_e$  sur l'appui droit sont calculés par les formules :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} ; \\ V_e = V_w + qL \end{cases}$$

- Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme  $x_0$  l'abscisse

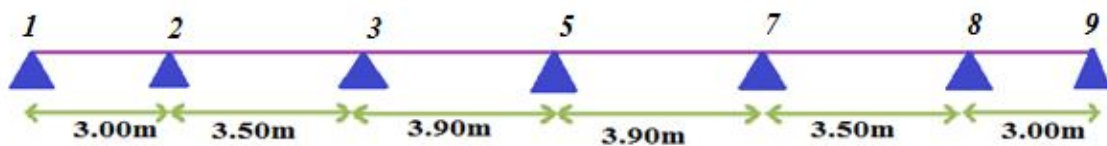
a partir de l'appui gauche (W) :  $x_0 = -\frac{V_w}{q}$ ;

- Moment maximal :  $M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2}$ .

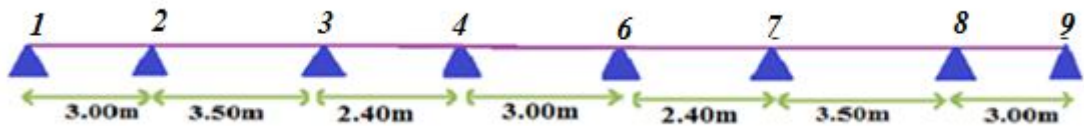
**II.6.4.Type des poutrelles :**

**A. RDC et 1<sup>ère</sup> étage (centre commercial) : Q= 2.5KN /m<sup>2</sup>**

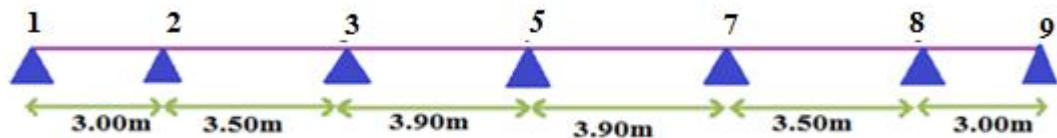
- Type (1) : méthode forfaitaire :



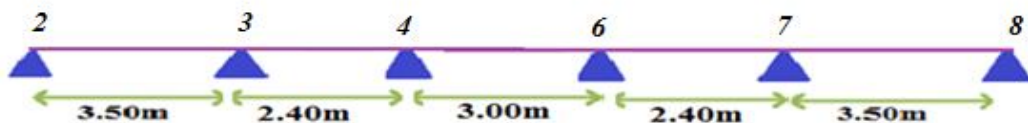
- Type (2) : méthode forfaitaire :



- Type (3) : méthode forfaitaire :



- Type (4) : méthode forfaitaire :

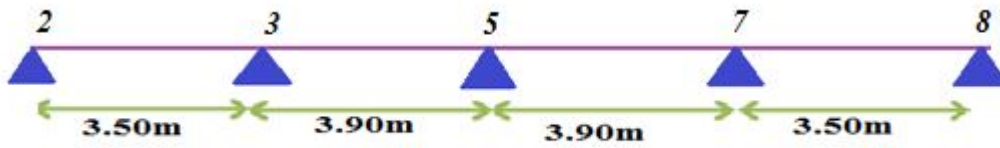


**B. 2<sup>ème</sup> étage (étage courant) : Q=1.5 KN/m<sup>2</sup>**

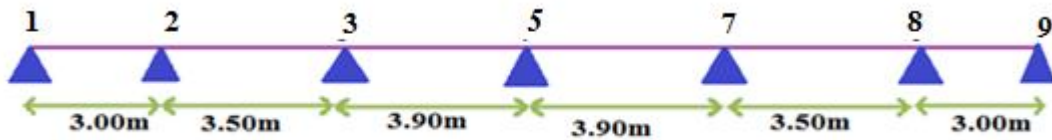
- Type (5) : méthode forfaitaire :



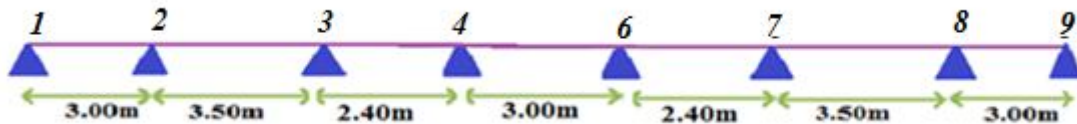
➤ Type (6) : méthode forfaitaire :



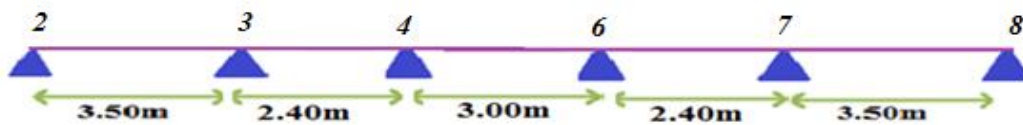
➤ Type (7) : méthode forfaitaire :



➤ Type (8) : méthode forfaitaire :

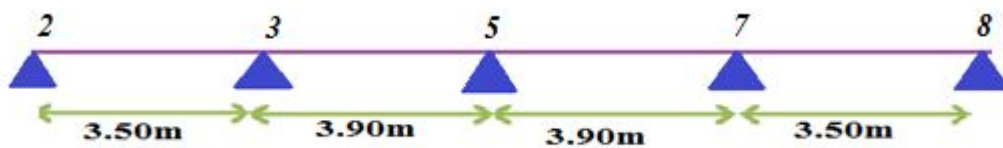


➤ Type (9) : méthode forfaitaire :

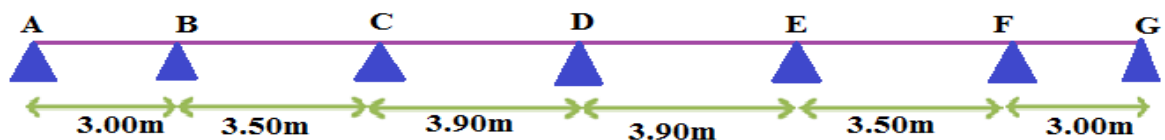


C. Terrasse :  $Q=1\text{KN/m}^2$

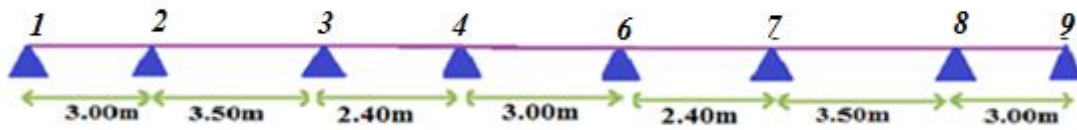
➤ Type (10) : méthode forfaitaire :



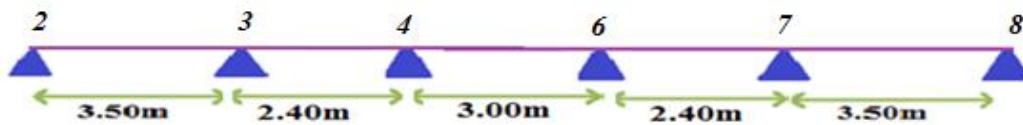
➤ Type (11) : méthode forfaitaire :



➤ Type (12) : méthode forfaitaire :



➤ Type (13) : méthode forfaitaire :



Les charges permanentes  $G$  et les surcharges d`exploitation  $Q$  sont regroupées dans le tableau ci-après :

Types de poutrelles	Conditions d`application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type (1) .....(13)	CV	$L_i/L_{i+1} \in [0,8 ; 1,25]$ ; FPN ; Même moment d`inertie.	Méthode forfaitaire

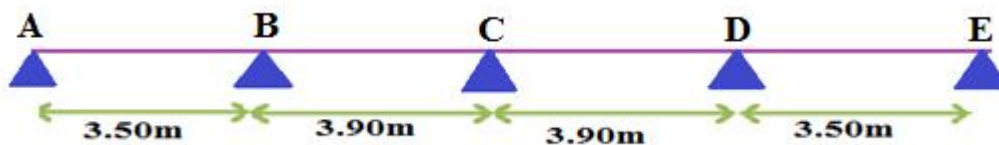
Tableau III.15. : Chargement sur les planchers.

III.6.5.Calcul des planchers :

III.6.5.1.Méthode de forfaitaire plancher terrasse :

Le plancher terrasse est un élément protéger donc la fissuration est peut nuisible

Type (10):



Calcul a l`E.L.U:

$$Q_U = 6.44KN / ml$$

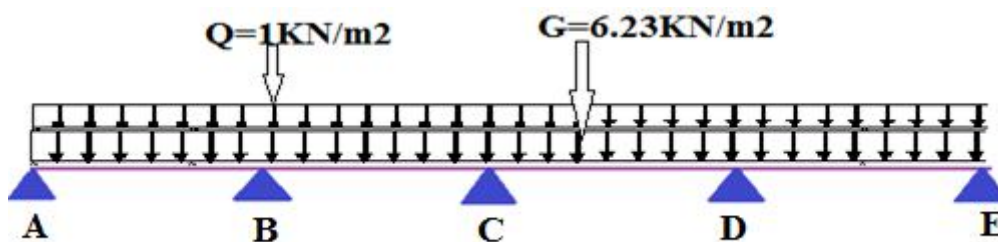


Figure III.21.Présentation de chargement du plancher terrasse type (10)

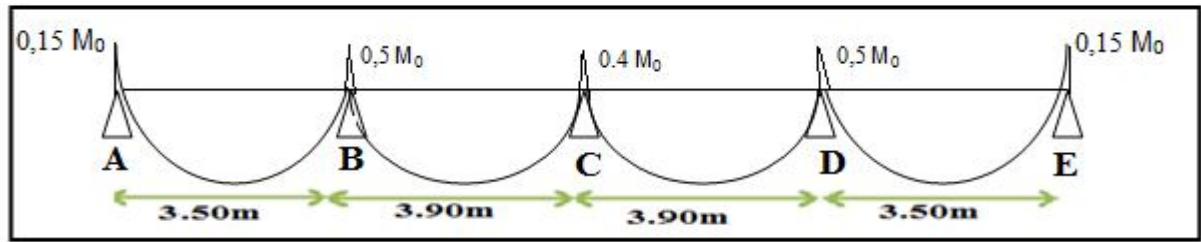


Figure III.21..Les moments sur appui

Calcul a l'E.L.U :

- Le moment max statique :

$$M_0 = ql^2/8 = 6.44 \times (3.9)^2/8 = 12.24 \text{KN.m}$$

- Moment aux appuis de rive :

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis intermédiaires :

$$M_B = M_D = 0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = 0.5 \times \max(6.44 \times (3.5)^2/8 ; 6.44 \times (3.9)^2/8)$$

$$M_B = M_D = -6.12 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = 0.5 \times \max(6.44 \times (3.9)^2/8 ; 6.44 \times (3.9)^2/8)$$

$$M_C = -4.895 \text{KN.m}$$

Remarque :

Sur les appuis de rives, le moment est nul. Cependant le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal a (-0.15M<sub>0</sub>)

$$M_A = M_E = 0.15(12.24) = -1.836 \text{KN.m}$$

Type 10	A	B	C	D	E
M <sub>a</sub> KN.m	-1.836	-6.12	-4.895	-6.12	-1.836

Tableau III.16 : Moment sur appui.

- Moment en travées de rive :

Travée (AB) :

Est une travée de rive , les vérifications a faire sont :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \cdot M_0 \dots\dots(2)$$

Avec :

M<sub>d</sub> : Moment sur l'appui de droite : M<sub>B</sub> = -6.12KN.m

M<sub>g</sub> : Moment sur l'appui de gauche : M<sub>A</sub> = 0 KN.m

$M_0$ =Moment isostatique de la travée AB :  $M_0=9.86\text{KN.m}$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.00}{1.00+6.23} \quad \alpha = 0.138$$

$$1+0.3\alpha=1+0.3(0.86)=1.258$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.86)}{2} = 0.729$$

$$\text{Max} (1.258, 1.050) M_0=1.258M_0$$

$$M_t \geq 1.258M_0 - \frac{0+6.12}{2} \quad \dots(1)$$

$$M_t \geq 0.729M_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 12.40\text{KN.m} \quad \dots(1)$$

$$M_t \geq 7.187\text{KN.m} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t=\text{max} (M_{t1} , M_{t2})$$

$$M_t(\text{AB})=12.40\text{KN.m}= M_t(\text{DE})$$

• **Moment en travées intermédiaire :**

**Travée (BC) :**

Est une travée intermédiaire , la vérification a faire est :

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

Avec :

$M_d$ : Moment sur l'appui de droite :  $M_D=4.89\text{KN.m}$

$M_g$ : Moment sur l'appui de gauche :  $M_B=6.12\text{KN.m}$

$M_0$ =Moment isostatique de la travée BC :  $M_0=12.40\text{KN.m}$

$$1+0.3\alpha=1+0.3(0.86)=1.258$$

$$\text{Max} (1.05, 1.258)M_0=1.258M_0$$

$$M_t \geq 1.258M_0 - \frac{6.12+4.89}{2}$$

$$M_t \geq 10.09\text{KN.m}$$

$$M_t(\text{BC})=10.09\text{KN.m} = M_t(\text{CD})$$

Type	A-B	B-C	C-D	D-E
$M_t \text{ KN.m}$	12.40	10.09	10.09	12.40

Tableau III.17 : Moment sur travée.

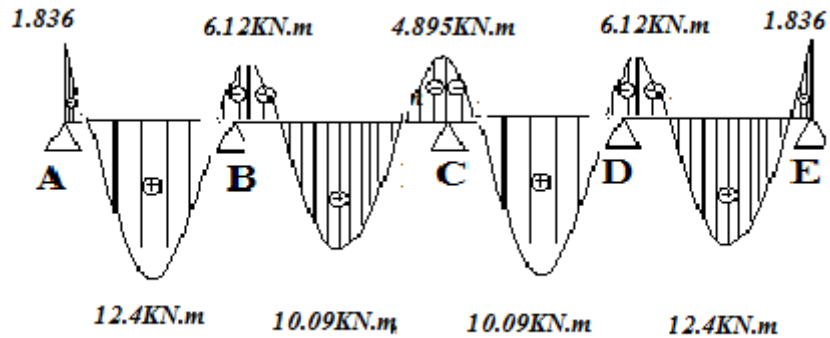


Figure III.22 : Diagramme des moments. Planche terrasse à l'E.L.U.

- Calcul des efforts tranchants :

$$T_g = (Q_u * L / 2) + (M_g - M_d) / L.$$

$$T_d = - (Q_u * L / 2) + (M_g - M_d) / L$$

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		A-B	
T (KN)	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_d$	$T_g$
	9.52	-9.52	13.17	-13.17	9.52	-9.52	13.17	-13.17	-13.17	9.52

Tableau III.18 : l'efforts tranchants. Planche terrasse à l'E.L.U.

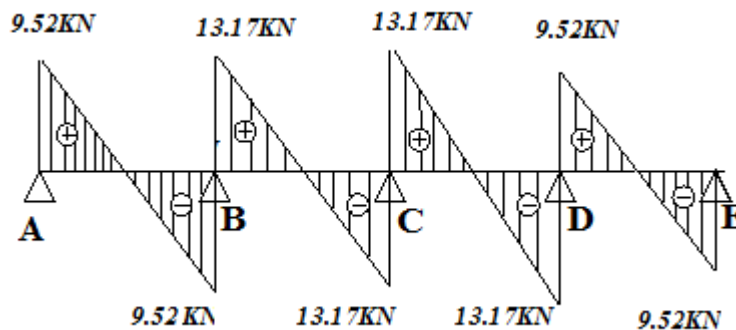


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants. Planche terrasse à l'E.L.U.

- Les moments et les efforts du calcul :

E.L.U :

Les résultats obtenus pour l'R.D.C :

Type	$M_t$	$M_a$	$T$
Type 1	9.21	5.35	13.63
Type 2	9.05	6.65	13.65
Type 3	6.91	5.35	13.3
Type 4	9.05	5.35	-14.9
<b>Le max</b>	<b>9.05</b>	<b>6.65</b>	<b>-14.9</b>

Tableau III.19 : Les sollicitations aux différents types (R.D.C) à l'E.L.U.

Les résultats obtenus pour l'Étage courant :

Type	$M_t$	$M_a$	$T$
Type 5	8.87	6.87	-13.5
Type 6	7.05	5.72	12.17
Type 7	7.62	5.72	11.74
Type 8	5.68	4.61	10.80
Type 9	7.52	4.61	-11.85
<b>Le max</b>	<b>8.87</b>	<b>6.87</b>	<b>-13.5</b>

Tableau III.20 : Les sollicitations aux différents types (Étage courant) à l'E.L.U.

Le résultat obtenu pour étage terrasse :

Type	$M_t$	$M_a$	$T$
Type 10	12.40	6.12	13.17
Type 11	7.82	4.93	12.55
Type 12	5.81	4.93	11.55
Type 13	7.87	4.93	12.67
<b>Le max</b>	<b>12.40</b>	<b>6.12</b>	<b>13.17</b>

Tableau III.21 : Les sollicitations aux différents types (Terrasse) à l'E.L.U.

**E.L.S :**

Les résultats obtenus pour l'R.D.C :

Type	$M_t$	$M_a$	$T$
Type 1	6.61	4.75	9.75
Type 2	6.61	3.82	-9.75
Type 3	4.94	3.82	-8.96
Type 4	6.47	3.82	9.84
<b>Le max</b>	<b>6.61</b>	<b>4.75</b>	<b>9.84</b>

Tableau III.22 : Les sollicitations aux différents types (R.D.C) à l'E.L.S

Les résultats obtenus pour l'Étage courant :

Type	$M_t$	$M_a$	$T$
Type 5	6.33	4.96	9.75
Type 6	5.10	4.13	8.79
Type 7	6.15	4.13	8.48
Type 8	4.10	3.33	8.52
Type 9	5.43	3.33	-8.56
Le max	6.15	4.96	9.75

Tableau III.23 : Les sollicitations aux différents types (Étage courant) à l'E.L.S.

Les résultats obtenus pour étage terrasse :

Type	$M_t$	$M_a$	$T$
Type 10	8.98	4.45	8.97
Type 11	5.69	3.59	9.14
Type 12	5.67	3.59	7.18
Type 13	5.67	3.59	7.18
Le max	8.98	4.45	9.14

Tab.III.24 : Les sollicitations aux différents types (Terrasse) à l'E.L.S.

Les valeurs max sont présentées dans les tableaux suivants :

État	$M_{t(max)}$	$M_{a(max)}$	$T_{(max)}$
E.L.U	12.40	6.87	14.90
E.L.S	8.98	4.96	9.84

Tab.III.25 : Les valeurs max (R.D.C ; Étage courant et terrasse).

### III.6.8.2.Ferraillages des nervures (Méthode forfaitaire) :

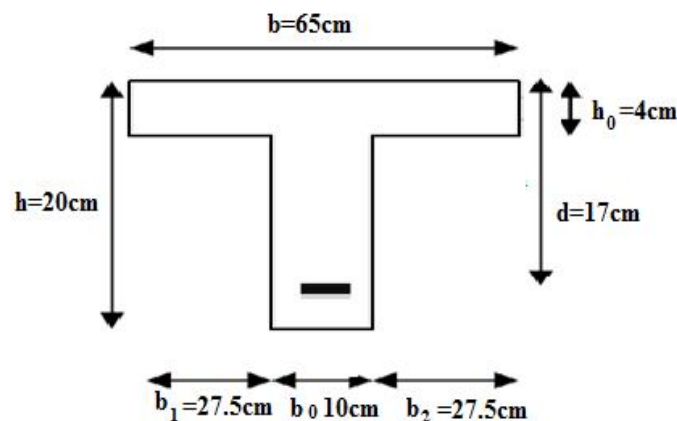


Figure III.24 : Géométrie de la nervure.

#### III.6.5.1.1.Plancher Terrasse :

✓ En travée :

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{tu} = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left( 0.17 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 55.38 \text{KN.m}$$

$$M_{tu} = 55.38 \text{KN.m} > M_{tmax} = 12.40 \text{KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.40 \times 10^3}{0.65 \times 170^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 15} = 14.2 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.392$$

$0.046 < 0.392 \Rightarrow$  (Pas d'armature comprimé).  $\Rightarrow (A' = 0)$ ;

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.059$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.059 \times 65 \times 17 \times 14.2}{400/1.15} = 2.12 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = \max \{A_{\min}, A_s\} = 2.12 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_u = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

✓ En appui :

D'après le diagramme de ferrailage on à :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.87 \times 10^3}{0.65 \times 170^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\mu_{lu} = 0.392$$

$0.025 < 0.392 \Rightarrow$  (Pas d'armature comprimé).  $\Rightarrow (A' = 0)$ ;

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0375$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.0375 \times 65 \times 17 \times 14.2}{400/1.15} = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_u = \max \{A_{\min}, A_s\} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$

### III.6.5.1.2 Vérifications a E L S :

- Contrainte admissible de béton comprimé  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu  $\bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau} = 3.334 \text{ MPa}$

En Travée :

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

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

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

$$27.5 y_{ser}^2 + 15(3.39) y_{ser} - 15(3.39 \times 17) = 0$$

$$27.5 y_{ser}^2 + 50.85 y_{ser} - 864.45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 312.53$$

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

$$Y_{ser} = 04.02 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)^2] \Rightarrow I = 9974.8 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8.98 \times 10^3}{9974.8} \times 4.02 = 3.62 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 03.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 8.98 \times 10^3}{9974.8} \times 4.02 = 54.28 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 54.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} 201$$

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

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

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

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;

$b_0$  : Largeur de l'âme [mm] ;

$d$  : Hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte  $\tau_u$  doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$$

Calcul de l'effort tranchant :  $V_u = 12.558 \text{ KN}$

Donc :

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.334 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

Sur appui :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

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

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

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

$$27.5 y_{ser}^2 + 15(2.26) y_{ser} - 15(2.26 \times 17) = 0$$

$$27.5 y_{ser}^2 + 33.9 y_{ser} - 576.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 254$$

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

$$Y_{ser} = 03.386 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 7124.17 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{4.96 \times 10^3}{7124.17} \times 3.386 = 2.35 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 4.96 \times 10^3}{7124.17} \times 3.386 = 35.36 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 35.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201$$

### III.6.5.1.3. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ;$$

$$\Rightarrow \frac{20}{390} = 0.051 \leq 0.062 \quad \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ;$$

$$\Rightarrow \frac{20}{390} = 0.051 \leq \frac{12.40}{10 \times 12.25} = 0.1 \dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{2.12}{65 \times 17} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$\Rightarrow 0.0019 \leq 0.0105 \dots \text{ CV}$$

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

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

$$\phi_t \leq \min\{0.57, 1, 1.2\} \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

On choisit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

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

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 15.3, 40 \text{ cm} \}$$

Donc :  $S_t < 15.3 \text{ cm}$

On adoptées :  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### III.6.5.1.4. Schéma de ferrailage :

[21]

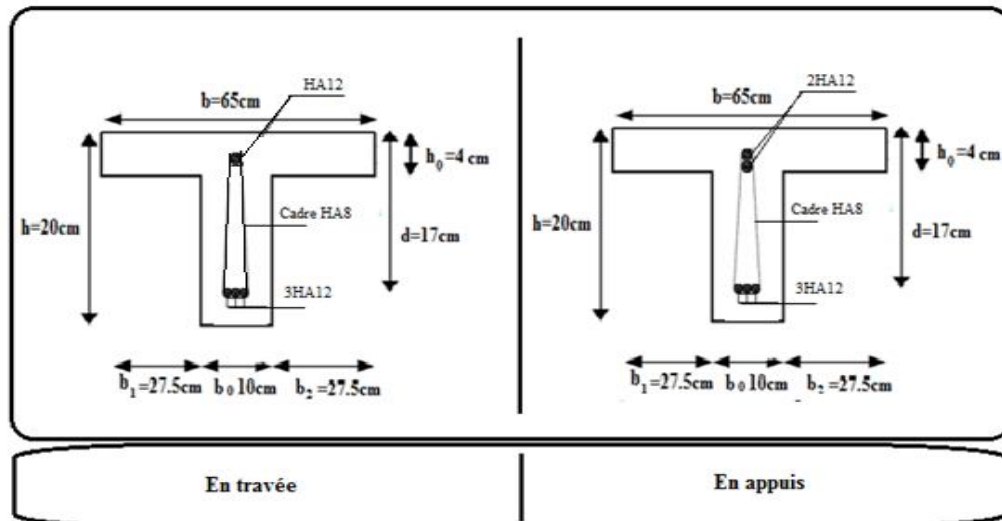


Figure III.25. Ferrailage des poutrelles.

#### III.6.6. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de  $5 \text{ cm}$ , elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- $20 \text{ cm}$  : pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- $33 \text{ cm}$  : pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Si :  $l \geq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s > 200 / f_e \text{ (cm}^2\text{)} ;$
- Si :  $50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > 4 l / f_e \text{ (cm}^2\text{)}.$

L : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas :  $f_e = 400 \text{ MPa} ; l = 65 \text{ cm}$

$$50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\square \geq \square_{\phi} / 10 = 5 / 10 = 0.5 \text{ cm}$$

On prend un diamètre  $\square = 6 \text{ cm}$  pour les deux sens. On prend  $\square 6$  de surface :  $A_{s1} = 0.28 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \dots \text{CV}$

Donc : pour  $1 \text{ ml}$  on prend  $5 \square 6 / \text{ml}$  de surface  $A_{s2} = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s1} \leq A_{s2} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit  $5 \square 6$  Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de  $20 \text{ cm}$  suivant les deux sens.

Soit : **Treillis à soudé avec des mailles de  $20 \times 20$  [Ts  $\square 6 : 20 \times 20$ ]**

## III.6.6.1. Schéma de ferrailage :

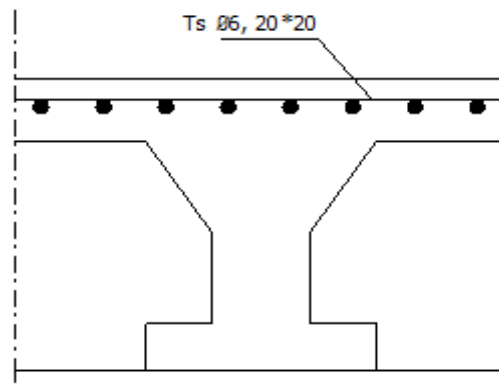


Figure III. 26 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

## III.7. Étude de l'ascenseur :

## III.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale prévu pour les bâtiments de cinq étages et plus ; pour les bâtiments à usage particulier la cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier. L'ascenseur est composé de deux éléments en fonction du nombre de personne à transporter.

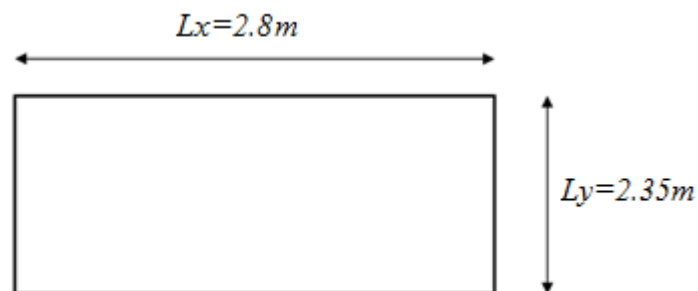


Figure III.27. Dimension de la dalle machine.

L'ascenseur à adopter est le modèle SCHINDLER SMART MRL 001.

Les caractéristiques de ce dernier sont :

Les caracteristiques	
Cabine	595 + 549 Kg
Contre poids	910 + 921 Kg
Charge	630 Kg
Treuil	400 Kg
Les cables	250 Kg
Capacité	8 personnes
Course	40 m
Vitesses	1m/s
Puissance moteur	6,7 Kw

*Tableau III.26 : Les caracteristiques de L'ascenseur model SCHINDLER SMART MRL 001.*

Poids de la machine C = 17.94 KN

Poids de contre poids q = 18.31 KN

### III.7.2. Détermination de la force d'inertie :

$$F = m \times g \text{ avec } g = 10 \text{ m/s}^2$$

C + P - T<sub>1</sub> = (m<sub>c</sub> + m<sub>p</sub>) . a (a = 0.5) donnée technique et T<sub>1</sub> : tension du fil

$$T_1 = (1.794 + 0.630) \times 0.5 + 17.94 + 18.31 = 37.462 \text{ KN}$$

$$F_i = T_1 + T_2 \quad \text{dont } T_1 = T_2$$

$$F_i = 2T_1 = 74.924 \text{ KN}$$

### III.7.3. La force dynamique :

$$W = (c + q) \times 36.72$$

$$W = (17.94 + 6.3) \times 36.72 = 890.1 \text{ KN}$$

$$W = 890.1 \text{ KN}$$

$$F_p = D \times (q + c) = 2 \times (17.94 + 6.3) = 48.5 \text{ KN}$$

$$F_p = 48.5 \text{ KN}$$

$$\text{Charge Permanente : } G = 6.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

### III.7.4. Répartition des charges sur la dalle :

$$S = (2.35 \times 2.8) = 6.58 \text{ m}^2$$

$$\text{Charge permanente : } C + q = 36.25 / 6.58 = 5.51 \text{ KN/m}^2$$

$$C + q + G = 6.74 + 5.51 = 12.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } P = 6.3 / 6.58 = 0.957 \text{ KN/m}^2$$

$$P + Q = 0.957 + 1 = 1.957 \text{ KN/m}^2$$

$$F_i + F_p = \frac{123.42}{6.58} = 18.756 \text{ KN/m}^2$$

### III.7.5. Combinaison des actions :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 \times (12.25) + 1.5 \times (1.957) + 1.2 \times (18.756) = 41.98 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 41.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_s = 12.25 + 1.957 + 18.756 = 32.963 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 32.963 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de la dalle :  $L_x = 2.35 \text{ m}$  ;  $L_y = 2.8 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.839 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_{OX}^U = \mu_x \times P_U \times l_x^2 \quad M_{OX}^S = \mu_x \times P_S \times l_x^2$$

$$M_{OY}^U = \mu_y \times M_{OX}^U \quad M_{OY}^S = \mu_y \times M_{OX}^S$$

$$\mu_x = 1/8(1+2.4 \alpha^3)$$

$$\mu_y = \alpha^3 (1.9 - 0.9 \alpha) \geq 1/4$$

			ELU				ELS			
Lx (m)	Ly (m)	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{OX}^U$ (KN.m)	$M_{OY}^U$ (KN.m)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{OX}^S$ (KN.m)	$M_{OY}^S$ (KN.m)
2.35	2.8	0.839	0.302	0.676	8.99	6.077	0.302	0.676	7.06	4.77

Tableau III.27 : Sollicitations sur la dalle de la machine.

La dalle repose sur 4 appuis (continu sur les quatre bords)

- Sens X-X :

**E.L.U :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{ox} = -4.49 \text{ KN.m}$$

**E.L.S :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 5.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{ox} = -3.53 \text{ KN.m}$$

- Sens Y-Y :

**E.L.U :**

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 5.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 \times M_{oy} = -3.53 \text{ KN.m}$$

**E.L.S:**

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 3.577 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 \times M_{oy} = -2.38 \text{ KN.m}$$

### III.7.6. Ferrailage de la dalle :

#### a. Armature longitudinale :

- Sens X-X :

Travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.74 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$0.032 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.0406$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.0406) = 0.91$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{6.74 \times 10^3}{0.91 \times 12 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml**

**Appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4.49 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$0.022 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.055) = 0.978$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{4.49 \times 10^3}{0.978 \times 12 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

- **Sens Y-Y :**

**Travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.29 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$0.025 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.0316$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.0316) = 0.98$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{6.74 \times 10^3}{0.98 \times 12 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml**

**Appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.57 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$0.017 < 0.392 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.055) = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{3.57 \times 10^3}{0.978 \times 12 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml

**Vérification :**

$$\frac{\Phi}{10} \leq \frac{h_i}{10} \Rightarrow \Phi \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$8 \leq 15 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

**b. La section d'armature minimale :** (condition de non fragilité)

- Suivant Lx :

$$A_{\min} = 0.8\% \text{ pour FeE400}$$

$$A_{y, \min} = 0.08 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- Suivant Ly :

$$A_{x, \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{\min}$$

$$A_{x, \min} = \frac{3 - 0.839}{2} \times 1.44 = 1.08 \text{ cm}^2$$

**c. L'espacement :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ m}$$

En prend St = 25 cm pour les deux sens

**d. Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{UX} = \frac{P_U \times L_X}{2} = \frac{41.89 \times 2.35}{2} = 49.22 \text{ KN}$$

$$V_{UY} = \frac{P_U \times L_X}{3} = \frac{41.89 \times 3.20}{3} = 44.682 \text{ KN}$$

$$V_U \leq 0.07 \times f_{c,28} \times b \times \frac{d}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 A.5.2})$$

$$V_U \leq 0.07 \times 25 \times 1 \times \frac{0.12}{1.5} = 49.22 \text{ KN.}$$

$$49.22 \text{ KN} \leq 0.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

**e. Vérification a l'ELS :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

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

**Sens X-X :**

Designation	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0406	6740	5950	1.13	25	0.315	CV
Sur appuis	0.055	4490	3530	1.27	25	0.385	CV

Tableau III.28 : Les sollicitations et Résultats de calcul de la dalle pleine sens X-X.

**Sens Y-Y :**

Designation	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0.0316	5.29	3.53	1.49	25	0.495	CV
Sur appuis	0.026	3.57	2.38	1.5	25	0.5	CV

Tableau III.29 : Les sollicitations et Résultats de calcul de la dalle pleine sens Y-Y.

**f. Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq 0.1 \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad A_s \leq 4.2 \frac{b \times d}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.1153 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots CV$$

$$0.1 \frac{M_t}{M_0} = 0.1 \frac{5.95}{7.08} = 0.084 \leq 0.1153, \dots\dots CV$$

$$4.2 \frac{b \times d}{f_e} = 4.2 \frac{100 \times 12}{400} = 172.6 > A_s = 3.14 cm^2, \dots\dots CV$$

**g. Ferrailage final :**

Sens	position	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
X-X	Travée	1.77	4T10 (3.14)
	Appuis	1.09	4T8 (2.01)
Y-Y	Travée	1.646	4T8 (2.01)
	Appuis	0.87	4T8 (2.01)

Tableau III.30. Ferrailage final de la dalle de la machine.

III.7.7. Ferrailage de la dalle de la machine :

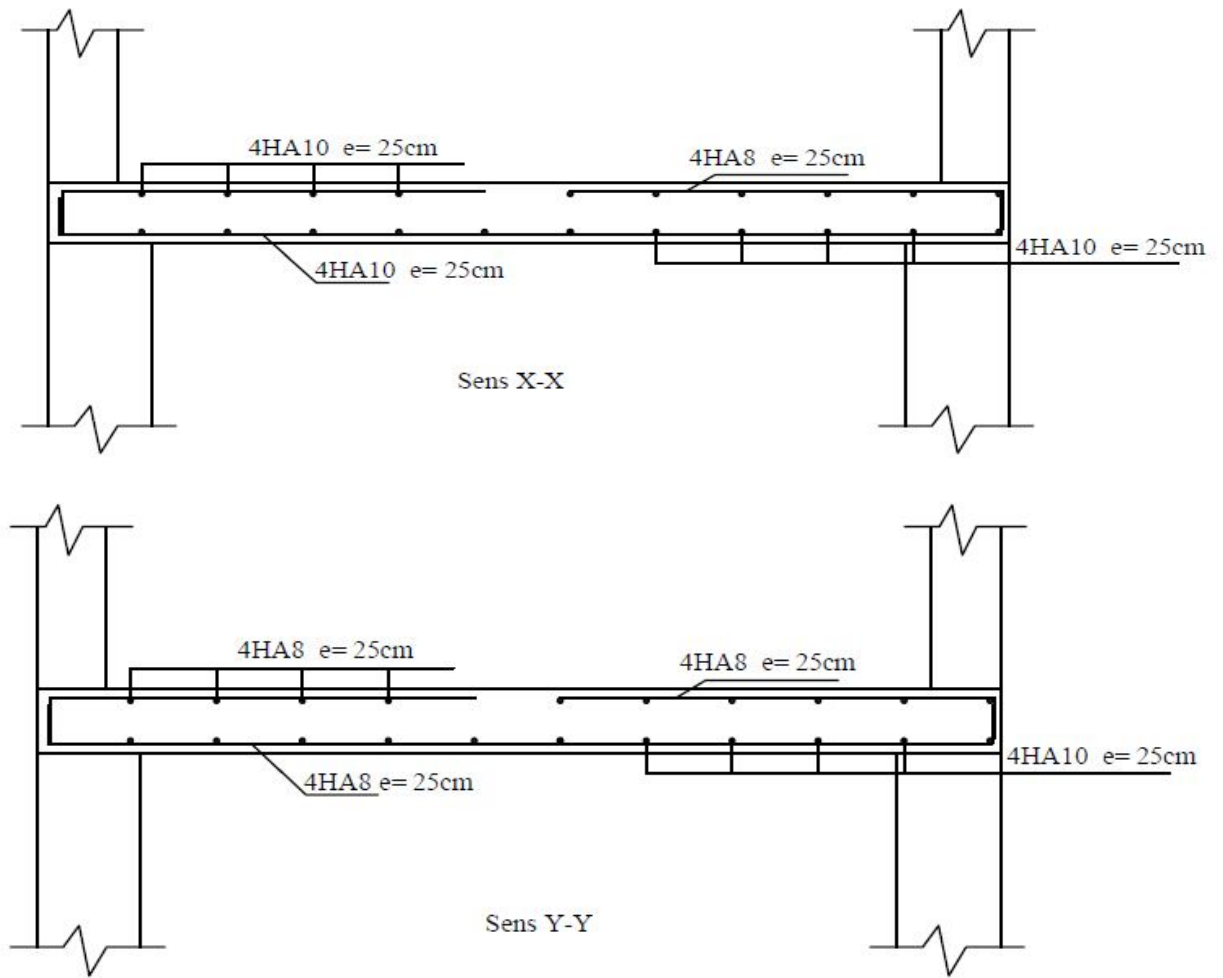
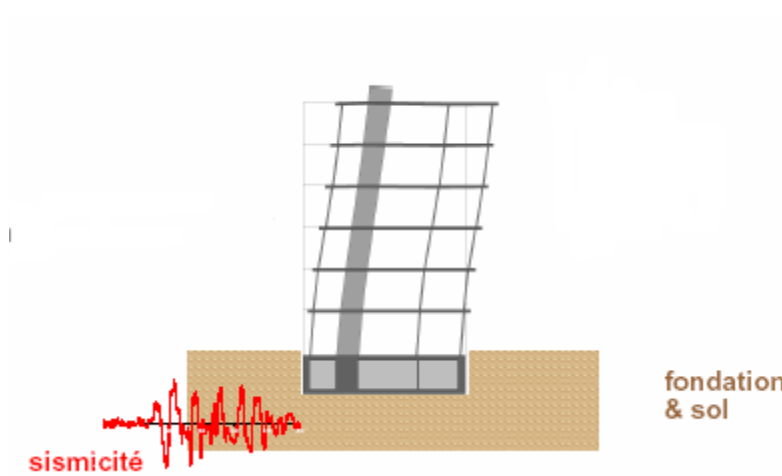


Figure III.28 : Ferrailage de la dalle de la machine.

# CHAPITRE IV

## ETUDE SISMIQUE



## Étude sismique

### IV.1.Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. 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 ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Le calcul parasismique a donc pour but d'estimer des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

### IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

- ❖ Méthode statique équivalente ;
- ❖ Méthode dynamique (modale spectrale).

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (Régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

##### IV.2.1.1. Condition d'application :

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur égale à 27.88 m, donc selon le RPA99 (**Art 4.1.2**), on peut appliquer la méthode statique équivalente.

##### IV.2.1.2. Calcul de l'action sismique :

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

Tel que :

**A** : Coefficient d'accélération de zone **A=0.15**

Zone (IIa) groupe d'usage 2

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) , et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{3/2} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{sec} \\ 2.5\eta(T_2/T)^{3/2} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0\text{sec} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée a la catégorie du site.

$T_2 = 0.4$ , site ferme (**S<sub>2</sub>**) [28]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

$\xi = 0.07$  [29]

$\eta = 0.881$

**T** : période fondamentale de la structure

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} T = \min (C_T \times (h_N)^{3/4}, 0.09 \times h_N / \sqrt{L})$$

$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L}$

$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$

Avec :

$C_T = 0.050$  ..... Reff

**h<sub>N</sub>** : hauteur total de la structure

$h_N = 27.88\text{m}$

$T = 0.050(27.88)^{3/4} = 0.606 \text{ sec}$

On a aussi :

$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L}$

D`ou :

**L** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_x} = 0.09(27.88) / \sqrt{29.20}$

$T_x = 0.46 \text{ sec} ;$

$T = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_y} = 0.09(27.88) / \sqrt{21.20}$

$T_y = 0.54\text{sec} ;$

On prend la valeur minimale donc :

$T = 0.46 \text{ sec.}$

$T_{RPA} = 1.3T = 0.598\text{sec}$

Donc :

$D_x = D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{3/2} = 1.786$

**R** : coefficient de comportement global de la structure

$R = 5$

**Q** : facteur de qualité

$Q = 1 + \sum_{n=1}^6 (Pq)$  **RPA99/2003 (Formule 4.4).**

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

<i>Critère</i>	<i>P<sub>q</sub></i>	
	<i>Condition minimale sur les files de contreventement</i>	0.00
<i>Redondance en plan</i>	0.00	<i>Observé</i>
<i>Régularité en plan</i>	0.05	<i>Non Observé</i>
<i>Régularité en élévation</i>	0.00	<i>Observé</i>
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0.05	<i>Observé</i>
<i>Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	0.00	<i>Non Observé</i>

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités

$$Q = 1.1$$

Donc l'effort sismique sera :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \Rightarrow V = \frac{0.15 \times 1.786 \times 1.1}{5} \times 57813.13929 \Rightarrow V = 3407.39 \text{ KN}$$

**W** : Poids total de la structure

**Nombre de modes à considérer :**

D'après le [28] : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K = 3 (N)^{1/2} \quad \text{et} \quad T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### IV.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

##### a- principe :

Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### b- Modélisation de la structure :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

**c- Spectre de réponse :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \quad T > 3s \end{array} \right.$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*.

**d- Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) *ROBOT structural Analysis Professional 2014*.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception internationale (BAEL, RPA,...). Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.),

**IV.4. Modélisation de la structure :****IV.4.1. Analyse statique et dynamique :**

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements

**a) Analyse statique :**

Elle implique la résolution de l'équation  $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :  $[K]$ : Matrice de rigidité

$\{U\}$  : Vecteur de déplacement

$\{R\}$  : Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge  $\{R\}$  et calcul de déplacement  $\{U\}$ .

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

#### b) Analyse par le spectre de réponse :

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$  : Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$  : Accélération du sol.

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$  : sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

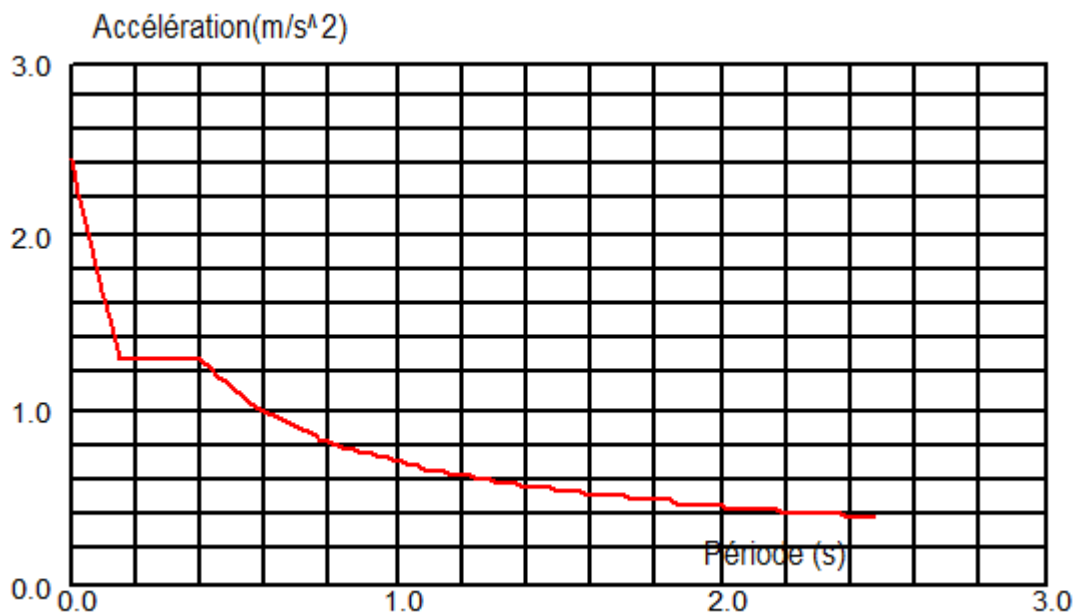


Figure IV.1 : Spectre de repense (Bloc 1).

#### IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 * E$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 * G \mp E$$

#### IV.4.3. Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations, d'après RPA 99 [29]

$$WT = \beta w_i$$

$$\text{Avec } W_i = W_{gi} + \beta w_{qi}$$

**W<sub>gi</sub>** : poids due aux charges permanente

**W<sub>qi</sub>** : charge d'exploitation

**$\beta$**  : coefficient de pondération ( $\beta = 0, 2$ )

Niveau	W étage (KN)
R.D.C	4359.9463
1 <sup>ère</sup> étage	4073.8063
2 <sup>ème</sup> étage	3627.0934
3 <sup>ème</sup> étage	3627.0934
4 <sup>ème</sup> étage	3292.4378
5 <sup>ème</sup> étage	3292.4378
6 <sup>ème</sup> étage	3292.4378
7 <sup>ème</sup> étage	3140.3217
8 <sup>ème</sup> étage	3069.66

Tableau IV.2 : Les poids de chaque niveau.

#### IV.4.4. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

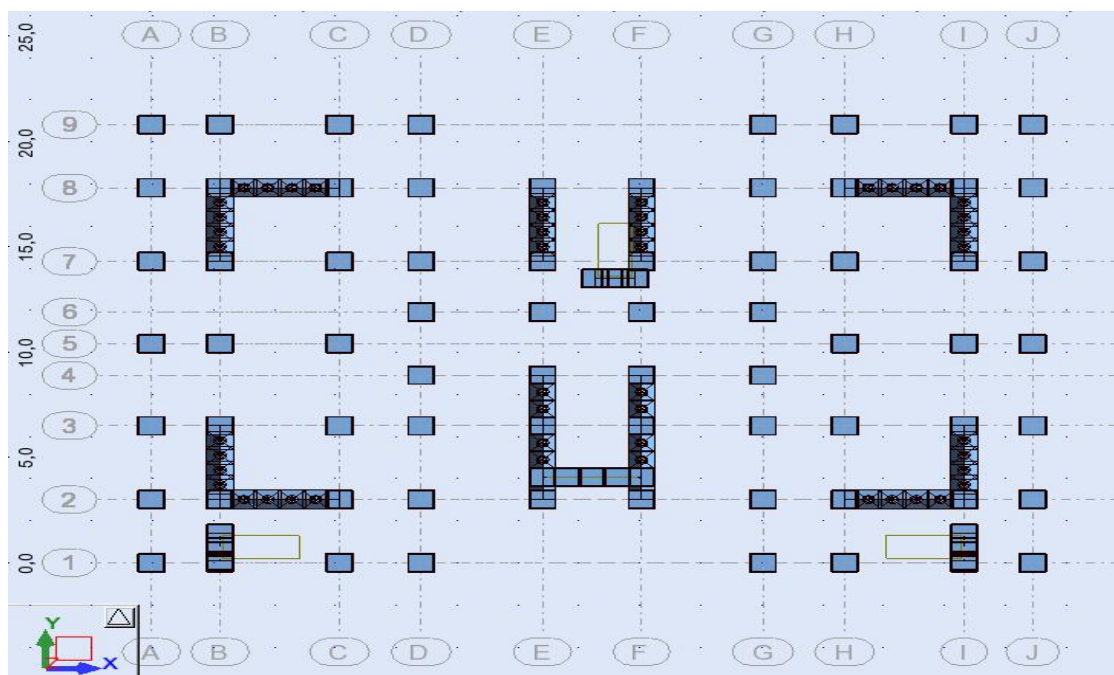


Figure IV.2 : Position des voiles.

**IV.4.5. Centre de torsion :**

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{x_1} \times x_i)}{\sum(I_{x_1})} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{y_1} \times y_i)}{\sum(I_{y_1})} \end{cases}$$

Avec :

$X_t$  : L'abscisse du centre de torsion ;

$Y_t$  : L'ordonnée du centre de torsion ;

$I_{x_i}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

$I_{y_i}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy) ;

$x_i$  : L'abscisse du centre de gravité de l'élément ;

$y_i$  : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les poteaux :**

$$\begin{cases} I_{x_i} = \frac{b \times a^3}{12} \\ I_{y_i} = \frac{a \times b^3}{12} \end{cases}$$

- **Pour les voiles :**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$\begin{cases} I_{x_i} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{y_i} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{cases}$$

Si  $\alpha = 0$  : En prend les formules précédentes.

$\alpha$  : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

Si  $\alpha \neq 0$  :

$$\begin{cases} I_{x_i} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2 \\ I_{y_i} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \end{cases}$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_t$ (cm)	$Y_t$ (cm)
R.D.C	14,45	9.67
1 <sup>ère</sup> étage	14,45	9.67
2 <sup>ème</sup> étage	14,45	9.67
3 <sup>ème</sup> étage	14.45	9.67
4 <sup>ème</sup> étage	14.45	9.66
5 <sup>ème</sup> étage	14.45	9.66
6 <sup>ème</sup> étage	14.45	9.66
7 <sup>ème</sup> étage	14.45	9.66
8 <sup>ème</sup> étage	14.46	9.62

Tableau IV.3 : Centre de torsion de chaque niveau

#### IV.4.6. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(W_i \times x_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats du centre de masse des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_m$ (cm)	$Y_m$ (cm)
R.D.C	4.45	10.28
1 <sup>ère</sup> étage	4.45	10.42
2 <sup>ème</sup> étage	4.45	10,43
3 <sup>ème</sup> étage	4.45	10.43
4 <sup>ème</sup> étage	4.45	10.43
5 <sup>ème</sup> étage	4.45	10.43
6 <sup>ème</sup> étage	4.45	10.43
7 <sup>ème</sup> étage	4.45	10.43
8 <sup>ème</sup> étage	4.45	10.31

Tableau IV.4 : Les centres de masse de chaque niveau.

#### IV.4.7. Évaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

##### a) Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} e_{xt} = |X_m - X_t| \\ e_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec :  $X_m, Y_m$  : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$  : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xt}$ (cm)	$e_{yt}$ (cm)
R.D.C	10	0.61
1 <sup>ère</sup> étage	10	0.75
2 <sup>ème</sup> étage	10	0.76
3 <sup>ème</sup> étage	10	0.77
4 <sup>ème</sup> étage	10	0.77
5 <sup>ème</sup> étage	10	0.77
6 <sup>ème</sup> étage	10	0.77
7 <sup>ème</sup> étage	10	0.77
8 <sup>ème</sup> étage	10.01	0.69

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.

a) Excentricités accidentelles :

[30]

$$\begin{cases} e_{xa} = \max(5\% \times L_{X_{max}}; e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\% \times L_{y_{max}}; e_{yt}) \end{cases}$$

$$L_x=29.20 \text{ m} , \quad L_y=21.20 \text{ m}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xa}$ (cm)	$e_{ya}$ (cm)
R.D.C	1.46	1.06
1 <sup>ère</sup> étage	1.46	1.06
2 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06
3 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06
4 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06
5 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06
6 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06
7 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06
8 <sup>ème</sup> étage	1.46	1.06

Tableau IV.6 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.

## IV.5.Résultats de calcul (ROBOT) :

## IV.5.1.Périodes et facteurs de participation modale :

<b>Mode</b>	<b>Fréquence [Hz]</b>	<b>Période [sec]</b>	<b>Masses Cumulées UX [%]</b>	<b>Masses Cumulées UY [%]</b>	<b>Nature</b>	<b>Masse Modale UX [%]</b>	<b>Masse Modale UY [%]</b>
<b>1</b>	1,74	0,58	63,07	0,23	Translation	63,07	0,23
<b>2</b>	2,08	0,48	63,82	63,47	Translation	0,75	63,24
<b>3</b>	2,45	0,41	67,63	65,91	Torsion	3,81	2,45
<b>4</b>	6,68	0,15	86,15	65,94	-	18,52	0,02
<b>5</b>	8,87	0,11	86,36	83,58	-	0,21	17,64
<b>6</b>	9,82	0,10	86,97	86,25	-	0,61	2,67
<b>7</b>	10,10	0,10	86,98	86,28	-	0,01	0,03
<b>8</b>	10,94	0,09	87,02	86,28	-	0,04	0,00
<b>9</b>	13,51	0,07	90,94	86,29	-	3,93	0,01
<b>10</b>	13,71	0,07	91,00	86,29	-	0,06	0,00
<b>11</b>	14,67	0,07	93,05	86,29	-	2,05	0,00
<b>12</b>	15,12	0,07	93,11	86,29	-	0,06	0,00
<b>13</b>	16,11	0,06	93,19	86,29	-	0,08	0,00
<b>14</b>	17,05	0,06	93,20	86,29	-	0,00	0,00
<b>15</b>	17,82	0,06	93,20	86,29	-	0,00	0,00

Tableau IV.17 : périodes et facteurs de participation.

$K = 3 (9)^{1/2}$ ;  $K = 9 \text{ modes}$  ;  $T_K = 0,07 < 0,598$  .....cv

IV.5.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement :

Mode (1) :

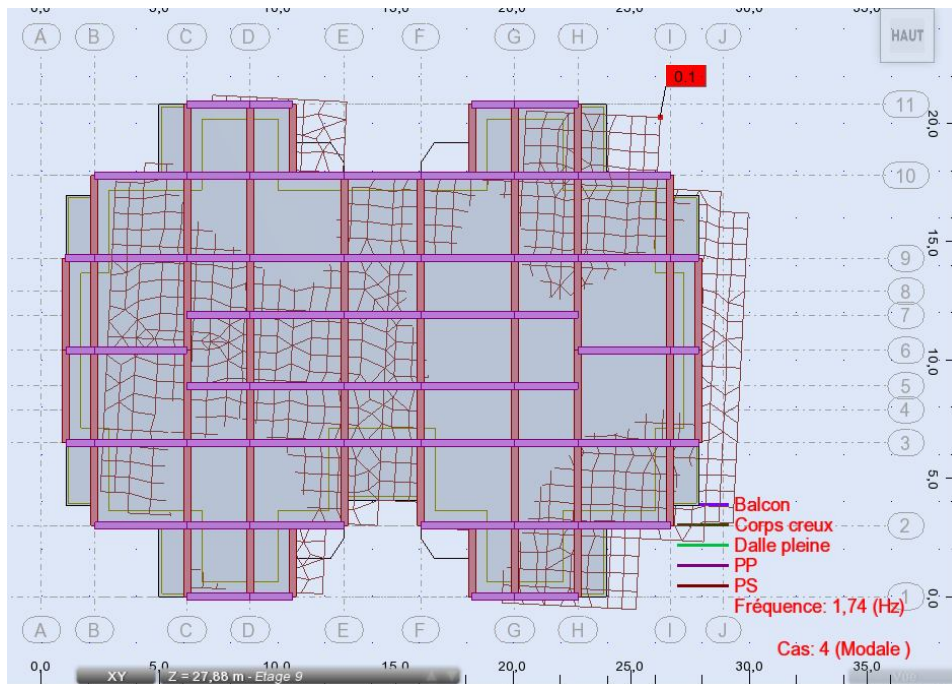


Figure IV.3 : MODE 1 (2D).

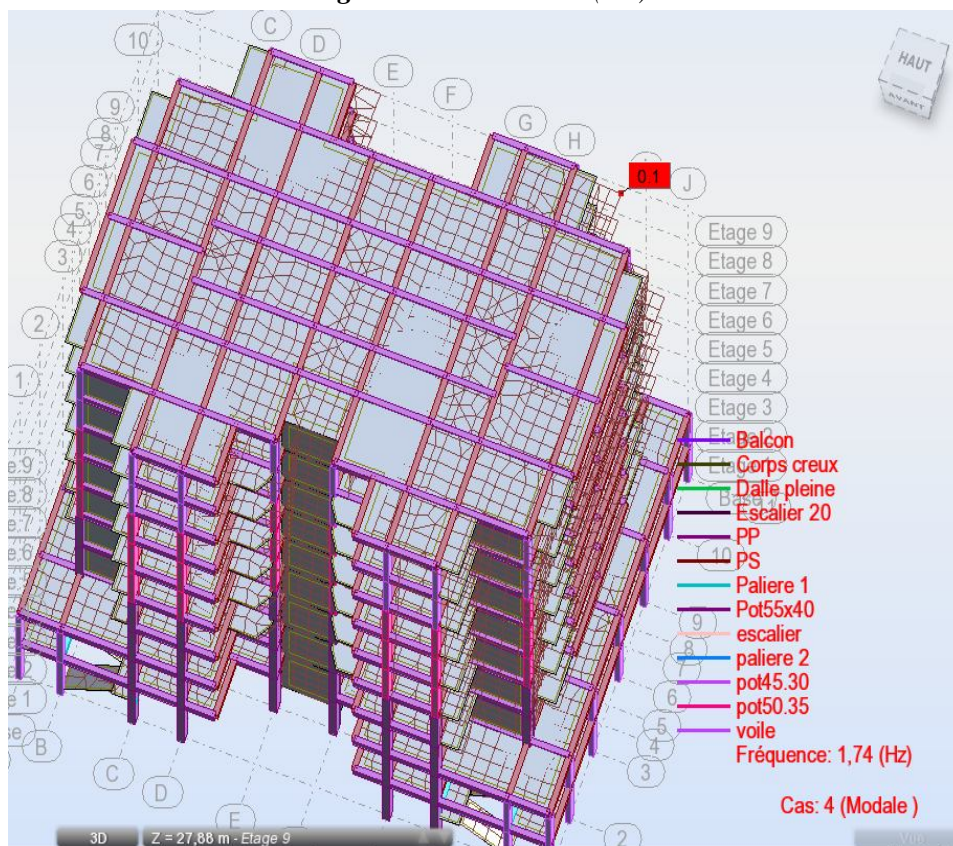


Figure IV.4 : MODE 1 (3D).

Mode (2) :

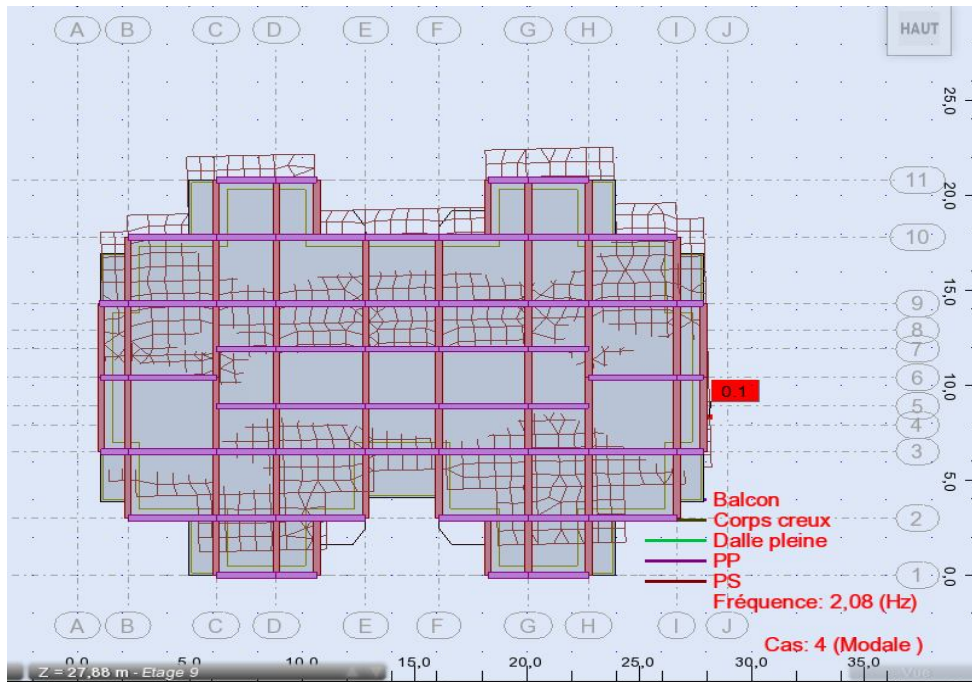


Figure IV.5 : MODE 2 XY.

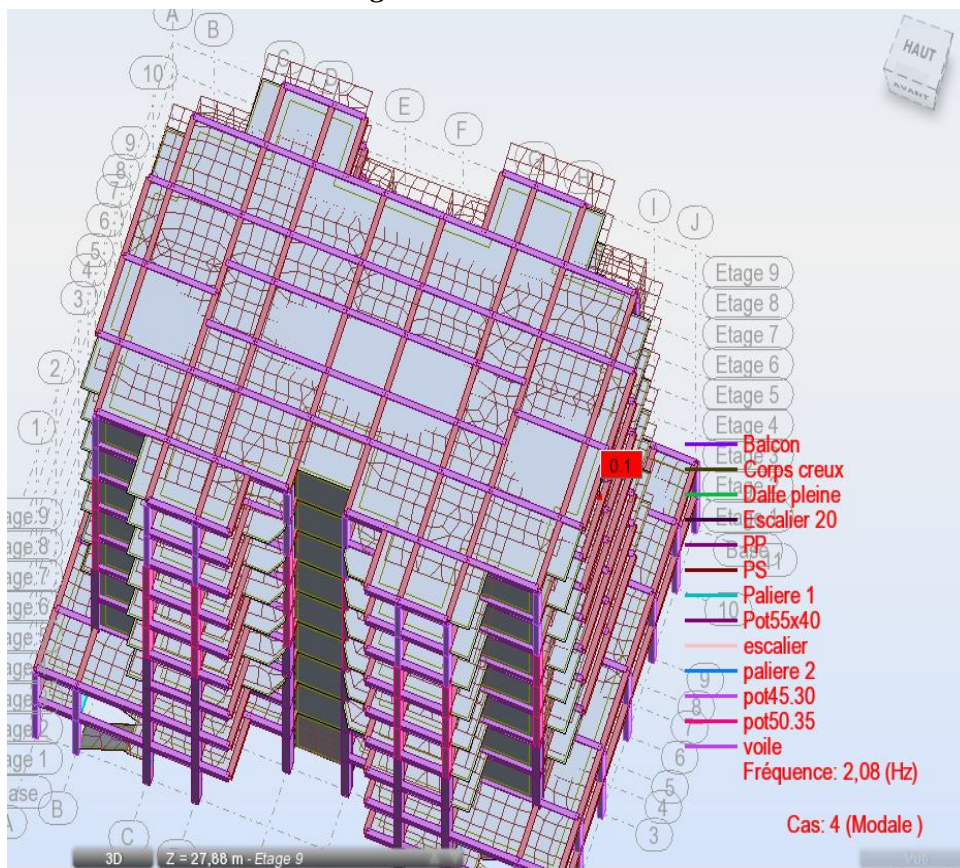


Figure IV.6 : MODE 2 3D.

Mode (3) :

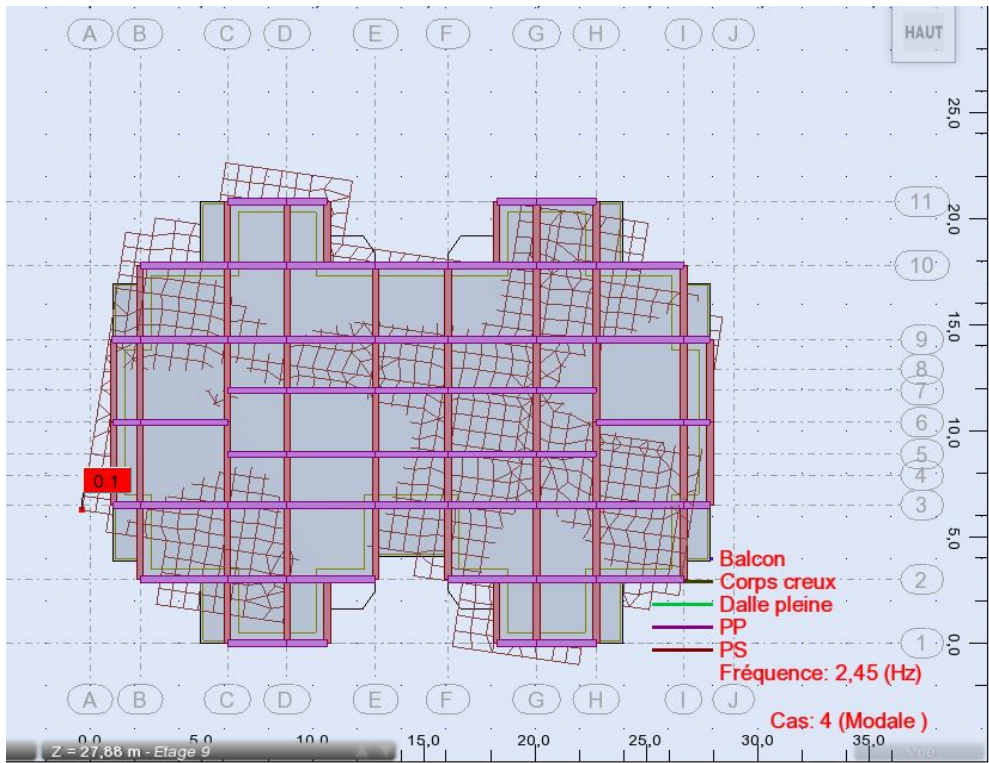


Figure IV.7 : MODE 3 XY.

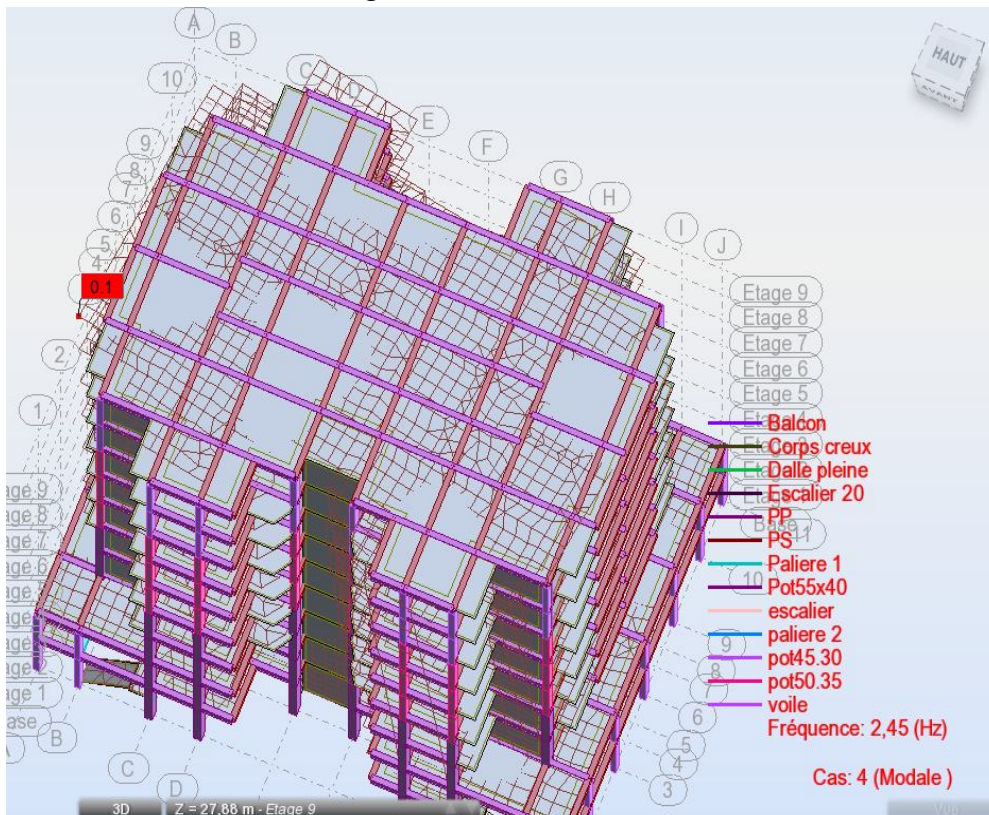


Figure IV.8 : MODE 3 3D.

**IV.6. Distribution verticale de la force sismique :**

[31]

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a :  $T = 0.59 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau j.

$H_i$  : niveau de plancher.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i$  : poids de l'étage.

Niveau	h (m)	W (KN)	W.h	F (KN)
8	3.06	3069.66	9393.1596	327.541
7	3.06	3140.3217	9609.38	335.08
6	3.06	3292.4378	10074.859	351.312
5	3.06	3292.4378	10074.859	351.312
4	3.06	3292.4378	10074.859	351.312
3	3.06	3627.0934	11098.9	387.021
2	3.06	3627.0934	11098.9	387.021
1	3.06	4073.8063	12465.847	434.686
R.D.C	3.40	4359.9463	14823.817	516.90
$\Sigma$		31775.2345	98714.58	3442.19

Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts  $F_i$ .

**IV.7. Vérification des méthodes :**

**IV.7.1. Vérification de la période :**

Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

– La période donnée par **ROBOT** est :  $T_{ROBOT} = 0.57s$

– La période de la méthode statique équivalente est :  $T_{MSE} = 0.46s$

$$1.3 \times 0.46 = 0.598s$$

$$T_{ROBOT} = 0.58 < 1.3 \times T_{MSE} = 0.598s \dots\dots\dots CV.$$

#### IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t > 0.8V$ . Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0,8 \times \frac{V}{V_t}$ .

L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est :  $V = 3442.2 \text{ KN}$

L'effort tranchant obtenu par ROBOT est :  $\begin{cases} V_{tx} = 4143.39 \text{ KN} \\ V_{ty} = 4701.37 \text{ KN} \end{cases}$

$$0.8V = 0.8 \times 3442.2 = 2753.76 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 4143.39 \text{ KN} > 0.8 \times V = 2753.76 \text{ KN} \dots \text{CV} \\ V_{ty} = 4701.37 \text{ KN} > 0.8 \times V = 2753.76 \text{ KN} \dots \text{CV} \end{cases}$$

#### IV.8. Calcul des déplacements :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

##### ➤ Vérification des déplacements :

Selon RPA 99 [32] le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

**R** : Coefficient de comportement ( $R= 5$ )

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Étage :  $1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306 \text{ m}$ .

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub>		δ <sub>k</sub> = R × δ <sub>ek</sub>		Vérification (Δ <sub>k</sub> )	
		Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y
8	3.06	0.74	0.27	3.7	1.35	0.45 < 3.06	0.2 < 3.06
7	3.06	0.65	0.23	3.25	1.15	0.5 < 3.06	0.15 < 3.06
6	3.06	0.55	0.2	2.75	1	0.5 < 3.06	0.2 < 3.06
5	3.06	0.45	0.16	2.25	0.8	0.5 < 3.06	0.2 < 3.06
4	3.06	0.35	0.12	1.75	0.6	0.45 < 3.06	0.15 < 3.06
3	3.06	0.26	0.09	1.3	0.45	0.45 < 3.06	0.15 < 3.06
2	3.06	0.17	0.06	0.85	0.3	0.35 < 3.06	0.15 < 3.06
1	3.06	0.09	0.03	0.45	0.15	0.4 < 3.06	0.10 < 3.06
R.D.C	3.40	0.04	0.01	0.2	0.05	0.2 < 3.06	0.05 < 3.40

Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens.

#### IV.8. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k : \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i=k, \dots, n ;$$

Δ<sub>k</sub> : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h<sub>k</sub> : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

Kf : Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M.N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1<sup>er</sup> ordre.

Niveau	$W_i$ (KN)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	$\theta$
8	3069.66	3069.66	0.4	306	188.312	12.27	57623.47	0.0002
7	3140.3217	6209.98	0.45	306	192.477	27.94	58897.96	0.0004
6	3292.4378	9502.419	0.4	306	201.86	38.00	61769.16	0.0006
5	3292.4378	12798.57	0.4	306	201.86	51.19	61769.16	0.0008
4	3292.4378	16087.29	0.4	306	201.86	64.34	61769.16	0.001
3	3627.0934	19714.38	0.35	306	212.41	69	64997.46	0.001
2	3627.0934	23341.48	0.25	306	212.41	58.35	64997.46	0.0008
1	4073.8063	27415.28	0.25	306	239.776	68.53	73371.45	0.0009
R.D.C	4359.9463	31775.23	0.1	340	256.60	31.77	87244.00	0.00036

Tableau IV.10 : l'effet P.  $\Delta$  dans le sens x-x.

Niveau	$W_i$ (KN)	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	$\theta$
8	3069.66	3069.66	0.45	306	188.312	13.8134	57623.47	0.0002
7	3140.3217	6209.98	0.5	306	192.477	31.05	58897.96	0.0005
6	3292.4378	9502.419	0.5	306	201.86	47.51	61769.16	0.0007
5	3292.4378	12798.57	0.5	306	201.86	63.99	61769.16	0.0010
4	3292.4378	16087.29	0.45	306	201.86	72.4	61769.16	0.0011
3	3627.0934	19714.38	0.45	306	212.41	88.714	64997.46	0.0013
2	3627.0934	23341.48	0.35	306	212.41	81.69	64997.46	0.0012
1	4073.8063	27415.28	0.3	306	239.776	82.245	73371.45	0.0011
R.D.C	4359.9463	31775.23	0.15	340	256.60	47.66	87244.00	0.0005

Tableau IV.11 : l'effet P.  $\Delta$  dans le sens y-y.

- ✓ Le facteur  $\theta$  suivant sens (x) est  $< 0.1$  à tous les niveaux (k=1,...n)
- ✓ Le facteur  $\theta$  suivant sens (y) =  $0,00036 < 0.1$  à tous les niveaux (k=1,...n)

Les effets de second ordre (effet P- $\theta$ ) peuvent être par conséquent négligés ( $K_f=1$ ) conformément à l'article 5.9 des R.P.A 2003.

#### IV.9. Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant/moment de renversement  $\geq 1.5$**

**Sens x-x :**

$$M_{resi} = W \times l/2 = 317752.345 \times 29.20/2 = 4639184.237 \text{KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 95968.2572 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{4639184.237}{95968.2572} = 48.3 > 1.5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**Sens y-y :**

$$M_{resi} = W \times l/2 = 317752.345 \times 21.20/2 = 3368174.857 \text{KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 949927.9 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{3368174.857}{949927.9} = 3.545 > 1.5 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

La stabilité de la structure est vérifiée dans les deux sens.

**IV.10. Conclusion :**

Après l'analyse sismique et dynamique de la structure suivant le logiciel Robot, on déduit les résultats suivants :

- Les modes des deux blocs sont vérifiés où les deux premiers modes sont des translations et le troisième est de torsion, avec la vérification des périodes de chaque mode ;
- La condition des efforts tranchant à la base ( $V_{\text{robot}} > 0.8V_{\text{MSE}}$ ) est vérifiée ;
- Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens : Donc les déplacements sont vérifiés ;
- Les effets de second ordre (effet P- $\Delta$ ) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99 ;
- La stabilité pour les deux blocs au renversement est vérifiée dans les deux sens.

# CHAPITRE V

LES ELEMETS STRUCTURAUX



## Chapitre V :

## Calcul des Éléments Structuraux

## V.1.Introduction :

L'ossature de notre tourd est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

## V.1.2. Définitions :

## V.1.2.1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations et sont sollicités à flexion composée.

## V.1.2.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles.

## V.1.2.3. Voiles :

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

## V.2.Ferrailage des portiques :

## • Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes ;
- P : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

## • Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

## • Combinaisons accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

**V.2.1. Ferrailage des poutres :**

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales  $\Rightarrow (30 \times 40) \text{cm}^2$  ;
- Poutres secondaires  $\Rightarrow (30 \times 35) \text{cm}^2$ .

**a) Armatures longitudinales :** [34]

- Armatures minimales :  $0,5\% \times B$
- Armatures maximales  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de  $40 \cdot \phi$  en zone II

Avec :

B : Section de la poutre

**b) Armatures transversales :** [35]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

- b : Largeur de la section
- S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues} \quad [36]$$

**V.2.1.1. Calcul réglementaire et vérifications :**

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel " Autodesk Robot Structural Analysis 2014 ", on obtient les résultats suivants :

**V.2.1.1.1. Exemple de calcul (Terrasse) :**

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (30*40)		Poutre secondaire (30*35)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	$M_{max}$ [kN.m]	60.81	27.72	42.78	16.17
ELS	$M_{max}$ [kN.m]	44.52	20.31	11.81	31.30
Accidentelle	$M_{max}$ [KN.m]	61.18	19	9.95	60.08
Effort tranchant [kN]		67.46		34.48	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

• **Armatures longitudinales :**

Suivant le RPA :

- Poutres principales :  $A'_{\min} = 0,005 \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A'_{\min} = 0,005 \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Suivant le BAEL :

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,4}{400} \times 30 \times 36 = 1.49 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,4}{400} \cdot 30 \cdot 36 = 1.49 \text{ cm}^2$

**a) En travée :**

**ELU :**

$$M_{u,t} = 36.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27.72 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0.050$$

$$\mu = 0,050 < \mu_{AB} = 0,395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.00641$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A'_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{27.72 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,97 \cdot 36} = 2.28 \text{ cm}^2$$

On a:  $A = 2.28 \text{ cm}^2$

On adopte:  $A = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**ELA :**

$$M_{acc,t} = 19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0.0344$$

$$\mu = 0.0344 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0437$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.982$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,982 \cdot 36} = 1.544 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 2.28 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**ELS :**

$$M_{t,ser} = 26.44 \text{ KN.m}$$

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

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

$$30/2 \times y_{ser}^2 + 15(4.62)y_{ser} - 15(4.62 \times 36) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 69.3y_{ser} - 2494.8 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 393.052$$

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

$$y_{ser} = \mathbf{9.25cm.}$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow \mathbf{I=57503.0125cm^4.}$$

• **Vérification des contraintes :**

– **Contrainte maximale de compression de béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{9.26 \times 20.31 \times 10^3}{575030125} = 3.27 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \mathbf{3.27 MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 MPa} \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times F_e E, \max \left[ 110 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2} \right] \right] = \min \left[ \frac{2}{3} \times 400, \max \left[ 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}; \frac{400}{2} \right] \right] = 201.6 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{20.31 \times 10^3}{57503.0125} \times (36 - 9.26) = 141.668$$

$$\mathbf{141.668 MPa} < \mathbf{201.6 MPa} \dots \dots \dots \mathbf{CV.}$$

**Sur appuis :**

**ELU :**

$$M_{u,a} = \mathbf{83.80 KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{60.81 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0.110$$

$$\mu = 0.110 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.941$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{60.81 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,941 \cdot 36} = 5.158 cm^2$$

$$\text{On a: } A_{cal} = \mathbf{5.158 cm^2}$$

On adopte :  $A_{cal} = \mathbf{3HA14 + 2HA12 = 6.88 cm^2}$

**ELA :**

$M_{acc;t} = 75.78 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61.18 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (36)^2} = 0.1108$$

$\mu = 0,1108 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.147$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.941$

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{61.18 \times 10^3}{348 \times 0,941 \times 36} = 5.18 \text{cm}^2$$

On a:  $A_{acc} = 5.18 \text{cm}^2$

$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 5.18 \text{cm}^2$

On adopte :  $A_{cal} = 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{cm}^2$

**ELS :**

$M_{a,ser} = 44.52 \text{KN.m}$

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

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

$15y_{ser}^2 + 15(8.42)y_{ser} - 15(8.42 \times 36) = 0$

$15y_{ser}^2 + 126.3y_{ser} - 4546.8 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 537.36$

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

$y_{ser} = 13.7 \text{cm.}$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 88521.25 \text{cm}^4.$$

- Vérification des contraintes :

- Contrainte maximale de compression de béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{13.70 \times 44.52 \times 10^3}{88521.25} = 6.89 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6.89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

- Contrainte maximale de traction des aciers :

$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_c E, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right] = 201.6 \text{MPa}$

$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 168.23 \text{MPa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \Leftrightarrow 168.23 \text{ MPa} < 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

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

$$T_{u \max} = 67.46 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 36 = 32.4 \text{ cm}$$

Avec :

$$T_u = 67460 \text{ N} \leq 0,267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N} \dots \text{CV}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 8.42 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 67.46 - \frac{60.81}{0,9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 0.00188 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV.}$$

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{67.46 \times 10}{30 \times 36} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400  $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement des armatures transversales :**

Suivant le RPA99 :

\* **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi; 30 \text{ cm} \right) = \min \left( \frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

\* **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

- $\delta_t = 20cm$  en zone courante
- $\delta_t = 10cm$  en zone nodale

**V.2.1.2. Vérification des armatures transversales :**

\* Zone nodale :

$$A_{t\min} = 0,005 \cdot 10 \cdot 30 = 1.5cm^2$$

\* Zone courante :

$$A_{t\min} = 0,005 \cdot 20 \cdot 30 = 3cm^2$$

**Remarque :**

Étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

**V.2.1.3. Calcul récapitulatif des poutres :**

Structure	Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (30*40)		Poutre secondaire (30*35)	
				Appuis	Travée	Appuis	Travée
Str 01	Terrasse	ELU	$M_{max}$ [KN.m]	60.81	27.72	42.78	16.17
		ELS	$M_{max}$ [KN.m]	44.52	20.31	31.30	11.81
		Accidentelle	$M_{max}$ [KN.m]	61.18	19	60.08	9.95
		Effort tranchant	T [KN]	67.46		34.48	
	Étage	ELU	$M_{max}$ [KN.m]	56.56	24.84	8.82	5.75
		ELS	$M_{max}$ [KN.m]	41.19	18.08	6.43	4.19
		Accidentelle	$M_{max}$ [KN.m]	68.08	17.85	63.46	3.94
		Effort tranchant	T [KN]	66.59		15.03	

Tableau V.2 : Résultats du moments et efforts des poutres (Logiciel robot) .

Désignation		Mu	Ms	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	A <sub>cal</sub>
Poutres principales	Travée	27.72	20.31	0.050	0.0641	0.97	144.163	201.6	3.27	15	2.28
	Appuis	60.81	44.52	0.110	0.147	0.941	168.23	201.6	7.51	15	5.18
Poutres secondaires	Travée	16.17	11.81	0.0382	0.0486	0.98	121.955	201.6	3.13	15	1.5
	Appuis	42.78	31.30	0.101	0.133	0.946	94.40	201.6	4.84	15	5.95

Tableau V.3 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (Terrasse).

Désignation		Mu	Ms	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	A <sub>cal</sub>
Poutres principales	Travée	16.17	11.81	0.049	0.057	0.977	126.16	201.6	2.9	15	2.02
	Appuis	42.78	31.30	0.123	0.165	0.934	155.64	201.6	6.37	15	5.81
Poutres secondaires	Travée	5.75	4.19	0.0136	0.017	0.99	83.479	201.6	0.987	15	0.52
	Appuis	8.82	6.43	0.150	0.204	0.918	19.39	201.6	0.995	15	6.03

Tableau V.4 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (Étage).

✓ Note :

- On adopte pour notre structure les poutres les plus sollicité ;

Type des poutres		$A_{min} [cm^2]$		Barres choisies	$A_{cor} [cm^2]$
		BAEL	RPA		
poutres principales	Travée	1.49	6	4HA14+2HA12	8.42
	Appui	1.49	6	4HA14	6.16
Poutres secondaires	Travée	0.86	5.25	3HA14+1HA12	5.75
	Appui	0.86	5.25	4HA14+2HA12	8.42

Tableau V.5: Les barres choisies pour les poutres(Terrasse).

Type des poutres		$A_{min} [cm^2]$		Barres choisies	$A_{cor} [cm^2]$
		BAEL	RPA		
poutres principales	Travée	1.49	6	4HA14+2HA12	8.42
	Appui	1.49	6	4HA14	6.16
Poutres secondaires	Travée	0.86	5.25	3HA14+1HA12	5.75
	Appui	0.86	5.25	4HA14+2HA12	8.42

Tableau V.6 : Les barres choisies pour les poutres(Étage).

V.2.1.4. Schéma de ferrailage structure(Étage) :

\* Poutres Principales :

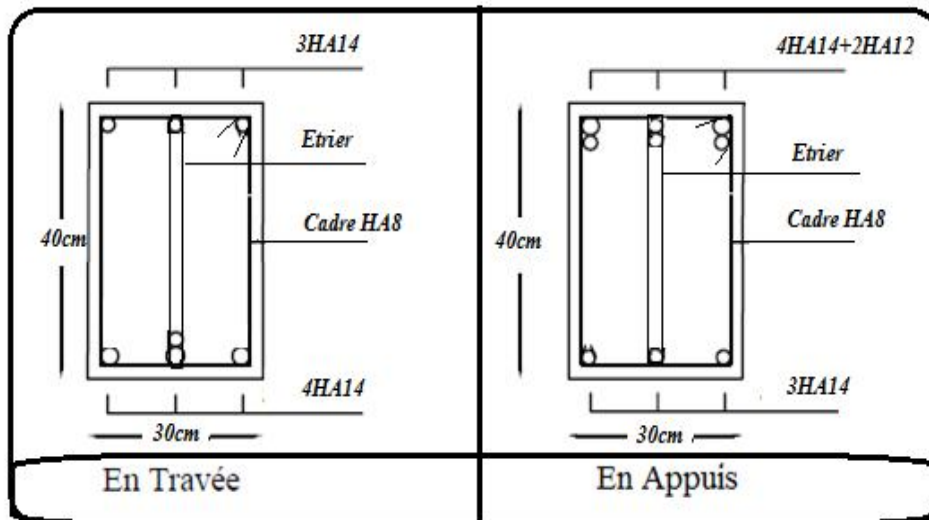


Figure V.1 : Ferrailage des poutres principales.

\* Poutres secondaires :

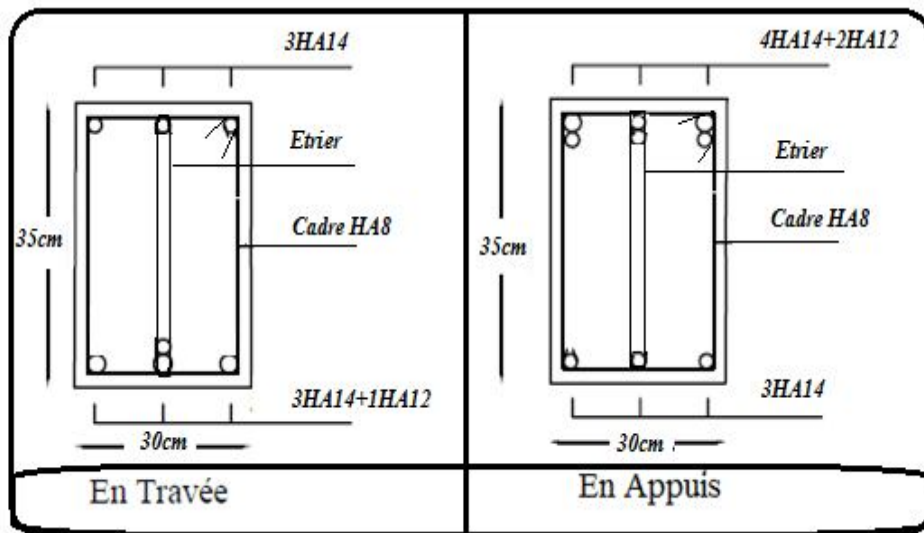


Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

V.2.2. Ferrailage des poteaux :

V.2.2.1. Aspect réglementaire :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}(Mpa)$	$f_{bu}(Mpa)$	$f_e(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.47	400	400

Tableau V.7 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

• Les combinaisons accidentelles :

Suivant le RPA :

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

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

• **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le BAEL :

$$\text{E.L.U : } 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

- 1<sup>ère</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$
- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 4<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$  .

On a 3 types des poteaux ; à savoir :

- Type 1  $\Rightarrow$  **40×60**
- Type 2  $\Rightarrow$  **35×40**
- Type 3  $\Rightarrow$  **30×40**

**a) Armatures longitudinales :**

- **Condition imposée par le RPA99/03 :**  
[37]

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

\* Armatures minimales :  $0,8\% \times B$  en zone II.

\* Armatures maximales  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

\* Longueur de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I .

\* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale.

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**b) Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant de calcul ;

- $h_L$  : hauteur totale de la section brute ;
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;
- $P_a$  : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux dans la direction considérée  $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  et à  $3,75$  dans le cas contraire.
- $\delta_t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(0 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone II}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

\* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$  en % et est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

- Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0,8%

- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limitent précédentes

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right);$$

h et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \cdot \phi_t$  minimum.

#### V.2.2.2. Les sollicitations :

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel **ROBOT2014**,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	$N_{max}$ [KN]	1635.49	1195.27	1193.17
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	11.59	7.68	8.37
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	0.47	20.30	0.34
Cas 2	$M_{Zmax}$ [KN.m]	51.25	69.38	37.23
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	7.55	2.75	5.46
	$N_{cor}$ [KN]	694.96	1537.66	507.95
Cas 3	$M_{Ymax}$ [KN.m]	35,57	10.50	25.88
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	14.75	15.87	10.73
	$N_{cor}$ [KN]	228.37	228.37	111.18
Cas 4	$N_{min}$ [KN]	27.32	17.55	19.97
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	0.03	0.41	0.02
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	3.10	7.33	2.25

Tableau V.8 : Sollicitation du poteau à partir le logiciel robot (40.55 )cm<sup>2</sup>.

### V.2.2.3. Exemple de calcul [Poteau (40x55) :

#### ➤ État Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$ .

Avec :

$e_1$  : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

❖ *1<sup>er</sup> cas: 1,35G+1,5Q*

$$N_{max} = 1635.49 \text{ KN} ;$$

$$M_{corr} = 11.59 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{ser} = 8.37 \text{ KN.m}$$

- *Calcul de L'excentricité :*

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{14.30}{1572.21} = 0.0070 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250}\right) = \max(2, 1.36)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{11.59}{1.5 \times 8.37}\right)$$

$$\alpha = 0,8 \quad ; \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3.40)^2}{10000 \times 0,6} (2 + 0,46 \times 2)$$

$$e_2 = 0,010$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.037 \text{ m}$$

- *Calcul de coefficient de remplissage  $\psi$  :*

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1572.21 \times 10^3}{400 \times 600 \times 17} = 0,4$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0,81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

- *Calcul l'excentricité critique relative  $\zeta$  :*

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,385}}{4 \times (3 + 12 \times 0,385)} = 0,142$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,142 \times 0,55 = 0,0781$$

$$e = 0,078 \text{ m} < e_{Nc} = 0,150 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e < e_{Nc} \text{ Section entièrement comprimée}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0,40 + 0,55) \times 2] = 7.6 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 55}{1000}; 40 \times 55 \frac{2,4}{400} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \{ 2.2 \text{ cm}^2; 13.2 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{s.min} \geq 13.20 \text{ cm}^2$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales :**

**\* en zone courante :**

$$A_s \leq A_{max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0.04 \times 40 \times 55 = 88 \text{ cm}^2$$

**\* en zone de recouvrement :**

$$A_s \leq A_{max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0.06 \times 40 \times 55 = 132 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$ .

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,8\% \cdot (b \cdot h) = 0,008 \cdot 40 \cdot 55 = 17.6 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$A_s = 13.20 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 17.6 \text{ cm}^2$  non vérifier ; donc on ferraille avec  $A_{min}$

On adopte :  $A_s = 4HA20 + 4HA16 = 20.61 \text{ cm}^2$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**
- **Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0070$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 40 \times 55 + 15 \times 20.61 \Rightarrow S = 4534.2 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \times \left( d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -0.242 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right] \Rightarrow I = 819354.023 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 2.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 0.22 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 2.04 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots \text{CV.}$$

– **Contrainte maximale de traction des aciers :**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N_{\text{ser}}}{B_0} + \frac{M_{\text{ser}} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 38.22 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N_{\text{ser}}}{B_0} - \frac{M_{\text{ser}} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 38.18 \text{MPa}$$

$$\text{Max}(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 38.22 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 215.55 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

– **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 340 = 2.38 \text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{55} = 4.32 > 5$$

$$\text{donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 20\text{mm}$$

$$t \leq \min(30; 40\text{cm}; 50\text{cm})$$

$$t \leq 30\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

– Suivant le RPA :

\* **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 20\text{mm}$$

$$t \leq \min(14; 15\text{cm})$$

$$t \leq 15\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

\* **Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 30\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

– **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.667 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

- Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,50 \times 445 \times 10^3 \cdot 0,10}{0,55 \times 400} \times 10^{-2} = 5.056 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{238}{55} = 4.327 > 5$$

On a :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$

$$A_{t,\min} = 0,55\% \cdot t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 40 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 2.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de 10φ<sub>t</sub>

**V.2.2.4. Calcul récapitulatif des poteaux :**

**poteau(40×55) :**

CAS	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub>
CAS1	7.6	17.6	4HA20+4HA16	20.61
CAS2	7.6	17.6	4HA20+4HA16	20.61
CAS3	7.6	17.6	4HA20+4HA16	20.61
CAS4	7.6	17.6	4HA20+4HA16	20.61

Tableau V.9 : Calcul et choix des sections d'armatures.

**Vérification à l'ELS :**

Cas	N ser	M ser	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>
1	1635.49	8.37	2.04	15	38.18	201.6
2	9.67	5.46	0.53	15	2.22	201.6
3	538.88	10.73	0.2	15	3.38	201.6
4	25.84	0.02	0.33	15	1.01	201.6

Tableau V.10 : Vérification des contraintes.

poteau(35×50) :

CAS	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adopté}$
CAS1	6,8	14	4HA20+2HA16+2HA14	19.67
CAS2	6.8	14	4HA20+2HA16+2HA14	19.67
CAS3	6.8	14	4HA20+2HA16+2HA14	19.67
CAS4	6.8	14	4HA20+2HA16+2HA14	19.67

Tableau V.11 : Calcul et choix des sections d'armatures.

Vérification à l'ELS :

Cas	$N$ ser	$M$ ser	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
1	529.46	4.79	0.33	15	4.67	201.6
2	30.83	6.79	0.21	15	2.02	201.6
3	25.88	10.73	0.1	15	2.98	201.6
4	20.62	0.02	0.02	15	0.80	201.6

Tableau V.12 : Vérification des contraintes.

poteau(30×45) :

CAS	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adopté}$
CAS1	6	12.24	4HA16 + 4HA14	14.20
CAS2	6	12.24	4HA16 + 4HA14	14.20
CAS3	6	12.24	4HA16 + 4HA14	14.20
CAS4	6	12.24	4HA16 + 4HA14	14.20

Tableau V.13 : Calcul et choix des sections d'armatures.

Vérification à l'ELS :

Cas	$N$ ser	$M$ ser	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
1	1193.17	8.37	0.77	15	11.45	201.6
2	9.67	5.46	0.62	15	5.18	201.6
3	538.88	22.27	0.55	15	0.96	201.6
4	25.84	2.25	0.16	15	0.24	201.6

Tableau V.14 : Vérification des contraintes.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4450}{(400)(500)} = 002225 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots CV$$

Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{1635490}{2200 \times 25 \times 10^2} = 0.297 \leq 0,30 \dots\dots CV$$

V.2.2.5. Schéma de ferrailage :

Poteau (40.55) : RDC ; 1<sup>ère</sup> Étage ; 2<sup>ème</sup> Étage ; 3<sup>ème</sup> Étage.

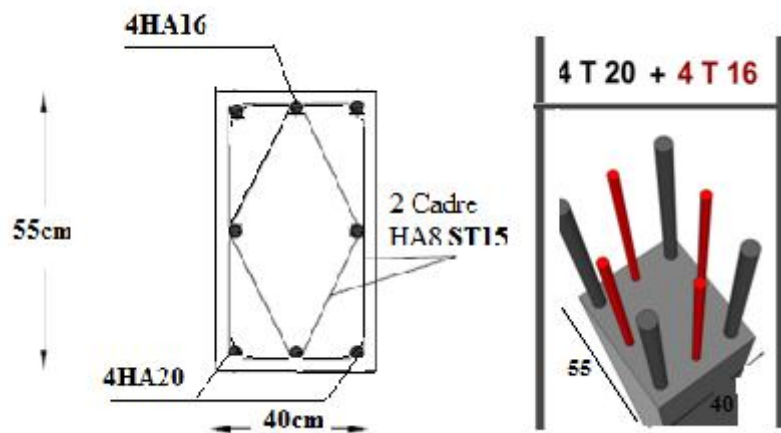


Figure V.4 : Dispositions des armatures de poteau (40.55) cm<sup>2</sup>.

Poteau (35.50) : 4<sup>ère</sup> Étage ; 5<sup>ème</sup> Étage ; 6<sup>ème</sup> Étage.

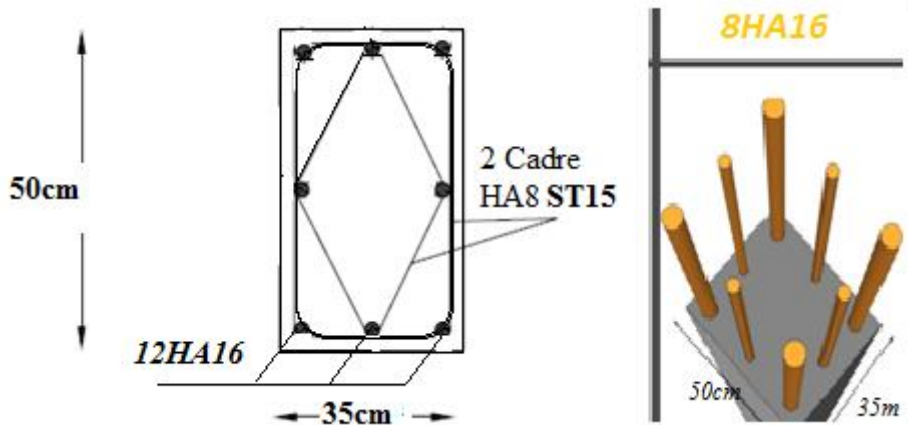


Figure V.5: Dispositions des armatures de poteau (35.50) cm<sup>2</sup>.

Poteau (30.45) : 7<sup>ème</sup> Étage ; 8<sup>ème</sup> Étage .

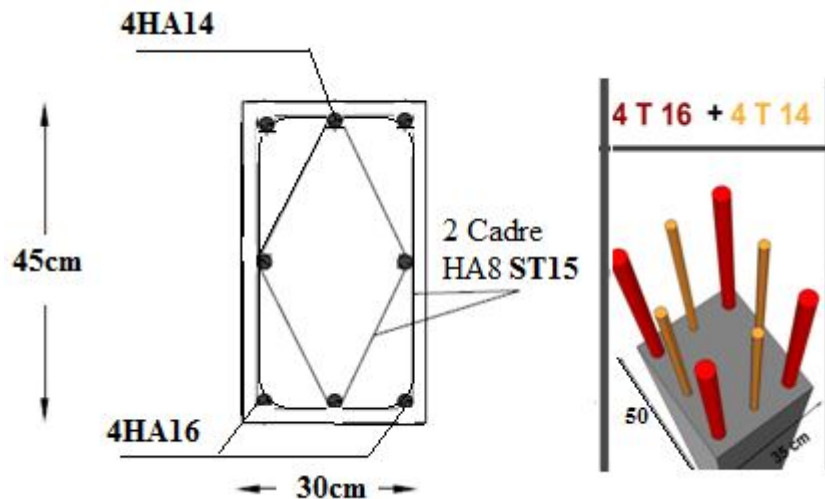


Figure V.6 : Dispositions des armatures de poteau (30.45) cm<sup>2</sup>

### V.2.3. Ferrailage des voiles :

#### a. Ferrailage vertical :

- Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu. [39]
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15cm**.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

#### b. Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de **10Φ**.

#### c. Règles communes

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :
  - Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**.
  - En zone courante égale à **0.10%**.
- L'espacement des barres horizontales et verticales  $S_i$ ;  $S_i \leq (1.5e, 30cm)$ .
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe,
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**V.2.3.1. Exemple de calcul d'un voile plein (20cm) :**

- **Détermination des sollicitations :**

$$M = 1207.7 \text{ KN.m}$$

$$N = 431.55 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 3.35^3}{12} = 0.62 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.20 \times 3.35 = 0.67 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{3.35}{2} = 1.67 \text{ m}$$

Avec :

I : Inertie du voile.

$\Omega$  : Surface en plan du voile.

$v$  : La position de l'axe neutre.

• **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 3897.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2608.89 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de  $L'$  :

$$L' = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 10.13 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L' = 3.35 - 10.13 = -6.78 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{340}{2}, \frac{2 \times 27.88}{3} \right) = 1.7 \text{ m}$$

soit :  $d = 1.7 \text{ m}$

Calcul de  $\sigma_2'$  :

On remarque que:  $d > L_t$ , donc  $d$  dans la zone comprimée, alors  $\sigma_2' = 0$  ( $d = L_t$ ).

$$I' = d^3 \times e / 12 = 0.081 \text{ m}^4;$$

$$v' = d/2 = 0.85 \text{ m} ;$$

$$\Omega' = L_t \times e = 0.34 \text{ m}^2.$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -443.511 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 124.306 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.28 \text{ m} < d/6 = 0.28334 \text{ m} \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T}$$

Soit :  $c = 3 \text{ cm} ; c' = 3 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 1.87 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 1.02m$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 1.12 / (1.7 \times 3.35) = 0.19 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales de l'RPA 99:

[40]

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.002 \times 20 \times 335 = 13.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 13.4 / (1.7 \times 3.35) = 2.35 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

- Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 20 \times 335 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} / \text{ml/face} = 10.05 / (1.7 \times 3.35) = 1.76 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

Donc :  $A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 13.4 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 13.4 \times (3.35 / 1.7) = 34.6 \text{ cm}^2.$$

En zone courante : soit 4HA16+8HA14. ( $A_s = 20.35 \text{ cm}^2$ )

En zone d'about : soit. 4HA16. ( $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$ )

-espacement :

En zone courante :  $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$ .

Soit :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t / 2 = 15 \text{ cm}$ .

### V.2.3.2. Calcul récapitulatif du ferrailage vertical :

Sens	x-x	y-y
VOILE	$V_1$	$V_2$
$L$ (m)	3.35	2.4
$N_U$ (KN)	431.55	37.17
$M_U$ (KN.m)	1207.7	238.50
$\sigma_1$	3897.10	1319.25
$\sigma_2$	-2609.89	-1164.75
$L_t$	-19.12	-18.04
$L'$	26.36	20.44
$D$	1.7	1.7
$NI$	-443.511	-210.209
$MI$	124.306	55.506
$A_s1 + A's2$ ( $\text{cm}^2$ )	1.12	5.281
$A_s$ ( $\text{cm}^2 / \text{ml/face}$ )	0.19	1.294
$A_s$ RPA ( $\text{cm}^2 / \text{ml/face}$ )	13.4	1.838
$A_s$ min ( $\text{cm}^2 / \text{ml/face}$ )	2.35	1.25

<i>As max (cm<sup>2</sup>/face)</i>	20.08	34.65
<i>As max (une seule face/cm<sup>2</sup>)</i>	31.08	17.034
<i>St d'about (cm)</i>	10	10
<i>St courante (cm)</i>	20	20
<i>armatures d'about cm<sup>2</sup></i>	9.05	9.24
<i>armatures courante cm<sup>2</sup></i>	8.64	12.44
<i>HA d'about</i>	8HA12	6HA14
<i>HA courante</i>	11HA10	11HA12

Tableau V.15 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 20cm.

**V.2.3. 3.Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

[40]

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

$$V = 137.74KN$$

$$\tau = \frac{1,4 \times 521.19}{20 \times 335} = 0.1089MPa < 5MPa. \text{ (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau - 0.3f_{tj} k) / 0.8f_e$$

k = 0 (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30cm) \text{ donc } : S_t = 30cm$$

$$A_t \geq \tau b_0 S_t / 0.8 f_e$$

$$A_t \geq \frac{0.401 \times 20 \times 30}{0,8 \times 400} = 0.204cm^2$$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0.75cm^2$$

- *Choix des armatures :*

$$\text{On adopte } : = 4HA8/ml = 2.01 cm^2$$

Soit :  $S_t = 30 cm$ .

- *Vérification de l'espacement :*

$$S_t = 30 cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots \dots \dots cv$$

- *Armature minimale :*

[41]

$$A_{t,min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 1.5cm^2$$

**V.2.3.3.1 Calcul récapitulatif du ferrailage horizontal : structure2:**

Sens	x-x	y-y
VOILE	$V_1$	$V_3$
d (m)	3.35	2.4
$b_0$ (m)	0.20	0.20
T (KN)	521.19	161.50
$\tau_u$ (MPa)	0.1089	0.047
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	Cv	Cv
$S_t$ (cm)	30	30
$A_t$	0.204	0.088
$A_{tmin}$	1.5	1.5
Choix	4HA10/ml	5HA10/ml

Tab. V.16 : Ferrailage horizontal des voiles.

## V.2.3.4.Schéma de ferrailage :

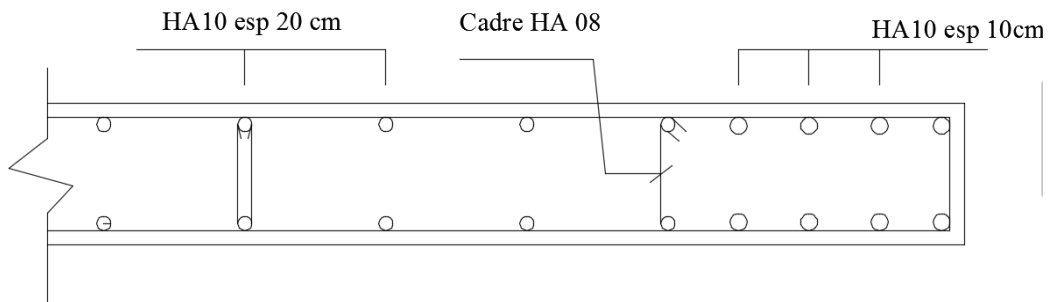


Figure V.7 : Schéma de ferrailage du voile.

# CHAPITRE VI

## L'INFRASTRUCTURE



## Chapitre VI :

## Étude de l'infrastructure

## VI.1 Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux.

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte les conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- Système structural ;
- Distances adopté entres les différents points d'appuis ;
- Charges transmises de la superstructure au sol ;
- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité d'exécution ;
- La raison économique.

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol la contrainte admissible est de 1.4 bars.

On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

## VI.2. Étude des fondations :

## VI.2.1. Vérification de La semelle isolée :

La vérification à faire est :  $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

$S$  : surface d'appui de la semelle.  $S=A^2$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol} = 1,4$  bars

$N = 1584$ KN

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \implies A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On aura :

$$A \geq \sqrt{1584 \cdot 10^{-3} / 0.14} \implies A \geq 3.36m.$$

✓ **Remarque :**

selon l'axe x-x, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (2.25m), d'où l'emploi des semelles isolée ne convient pas il y'aura un chevauchement.

**VI.2.2. Dimensionnement de la semelle filante :**

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante les autres semelles seront calculées de la même manière

**Selon ( x-x) :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \implies \sigma_{sol} \geq \frac{N}{B.L} \implies B \geq \frac{N}{L.\sigma_{sol}}$$

Avec :

**B** :largeur de la semelle ;

**L** :Longueur de la semelle ;

**N<sub>i</sub>** : L'effort normal provenant du poteau "i".

**N<sub>1</sub>=915.75 KN**

**N<sub>2</sub>=1284.91 KN**

**N<sub>3</sub>=1356.24 KN**

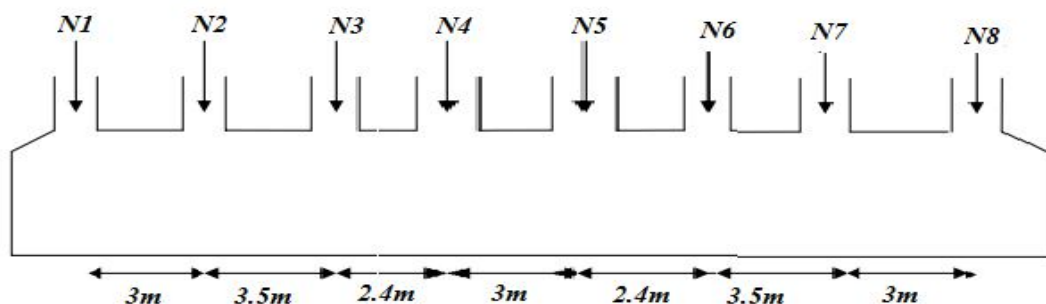
**N<sub>4</sub>=1350.23 KN**

**N<sub>5</sub>=1348.95 KN**

**N<sub>6</sub>=1342.19 KN**

**N<sub>7</sub>=1902 KN**

**N<sub>8</sub>=907.23 KN**



**Figure V1 .1:** Proposition d'une semelle filante.

$$\sum_1^8 N = 10497.5 \text{ KN.}$$

$$L_y = 21.20 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{L.\sigma_{sol}} \implies B \geq \frac{10.4975}{0.15 \times 21.20} = 3.30 \text{ m} \quad ; \quad \mathbf{B = 3.30 \text{ m}} .$$

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que:

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment (**S<sub>s</sub>/S<sub>b</sub> < 50%**).

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec: } N = N_G + N_Q$$

$\sigma_{sol} = 1,4 \text{ bars}$

Les résultats de calcul des sections des semelles filantes pour les deux sens sont résumés dans le tableau suivant:

Sens longitudinal			Sens transversal		
File	$N_G + N_Q$	$S_{sem} (m^2)$	File	$N_G + N_Q$	$S_{sem} (m^2)$
A	53.42	3.81	1	53.42	3.81
B	118.31	8.45	2	95.28	6.80
C	538.51	38.46	3	96.89	6.92
D	605.62	43.25	4	869.26	62.09
E	527.80	37.7	5	119.62	8.54
F	523.03	37.35	6	848.11	60.57
G	613.83	43.84	7	98.89	7.06
H	538.70	38.47	8	94.79	6.77
I	118	8.42	9	49.32	3.52
J	48.59	3.47	-	-	-
<b>Somme</b>	<b>3685.81</b>	<b>263.22</b>	<b>Somme</b>	<b>2325.58</b>	<b>166.08</b>

Tableau VI.1: présentation des sections de semelle filante.

$$S_{Sem} = 263.22 + 166.08 = 429.3m^2$$

$S_{Sem} = 429.3m^2$

✓ **Remarque :**

Étant donné que les résultats obtenus des semelles de largeurs importantes, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'essai ;

- Selon l'axe (x-x), dans l'entre axe minimale entre les poteaux (2.25m) ;
- Selon l'axe (y-y), dans l'entre axe minimale entre les poteaux (2.40m) ;
- La surface totale du bâtiment:  $S_{bat} = 619.04m^2$ .
- La surface totale des semelles filantes:  $S_{sem} = 429.3m^2$  (69.34%)

$S_{sem} > 50\% S_{bat}$

On opte définitivement au choix du radier général.

**VI.2.3. Vérification de Radier général :**

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et en tendance à occuper tout l'entraxe des poteaux ; on opte alors pour un radier, qui occupera la totalité de la surface de la construction. Dans certains cas, on doit à établir des radiers généraux débordant largement de l'emprise du bâtiment par consoles et dalles extérieures.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumise à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est:

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semelle mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**VI.3. Pré dimensionnement du radier :****VI.3. Pré dimensionnement du radier :****Condition de coffrage :**

➤ **Pour les nervures :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} ; L_{\max} = 3.98\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{398}{10} = 39.8\text{cm}$$

Donc :  $h_t \geq 50\text{ cm}$

➤ **Pour les dalles :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{398}{20} = 19.9\text{ cm .}$$

**Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol; le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \iff \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec:

$L_e$ : Longueur élastique.

Sol très mauvais

K: Module de raideur du sol ;

$$\left\{ \begin{array}{l} K=0.5\text{Kg/cm}^3 \text{ :Sol tres mauvais ;} \\ K=4\text{Kg/cm}^3 \text{ :Sol moyen ;} \\ K=12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ :très bon sol .} \end{array} \right.$$

I: Étant l'inertie de la section du radier.(bande de 1m)

E: Module d'élasticité  $E = 32164,19\text{MPa}$ .

D'où:

$$h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.98\right)^4 \frac{3 \times 40}{32164,19}} = 0.536m$$

A partir des trois conditions précédentes on prend **ht=0.60m** pour les nervures du radier.

➤ **La surface du radier :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma'_{\text{sol}}}$$

$N_{\text{ser}}=1155.83\text{KN}$  (réactions totales transmises par la superstructure).

$$P_{\text{rad}} = h_d \cdot S \cdot \rho$$

$$P_{\text{rad}} = (0.3)(619.04)(25)=4642.8\text{KN}$$

$$N_{\text{ser}}=1155.83\text{KN} + 4642.8\text{KN} = 5798.63$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{5798.63}{140} = 41.428 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 41.428\text{m}^2 \geq S_{\text{batiment}}=619.04\text{m}^2.$$

On adopte :

$$S_{\text{rad}}=S_{\text{batiment}}=619.04\text{m}^2. \text{ (notre radier est pas déborde).}$$

**VI.3.2.Vérifications :**

➤ **Verification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau'_u$$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$N_u$  : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$V_u = \frac{1584 \times 1}{619.04} \times \frac{3.98}{2} = 5.09 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}}$$

$$d \geq \frac{5.09 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.07 \times 1 \times 25} = 0.0043 \text{ m}$$

A partir de ces conditions on opte pour :

$h_t = 60 \text{ cm}$  pour les nervures de radier ;

$h_r = 30 \text{ cm}$  pour la dalle du radier ;

➤ *Vérification au poinçonnement :*

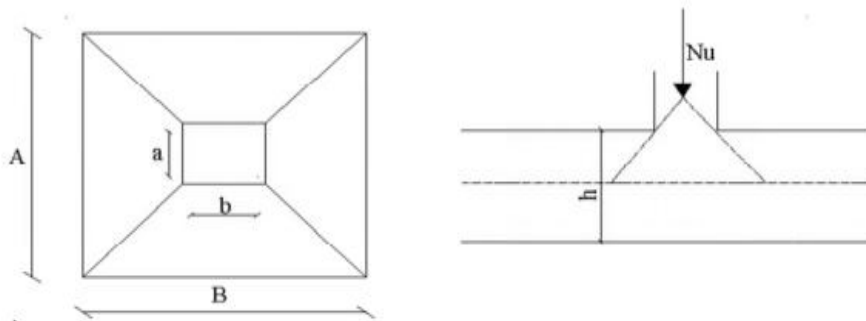


Figure VI. 3. Poinçonnement appliquée sur fondation.

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}$$

Avec:

$N_d$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

$h$ : hauteur de la nervure.

$\mu_c$ : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier.

Le poteau le plus sollicitée est le poteau rectangulaire (40.55)cm<sup>2</sup>.

$$\mu_c = 2 \times A \times B \begin{cases} A = a + h_t = 0.40 + 0.60 = 1\text{m} \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.60 = 1.15\text{m} \end{cases}$$

$$\mu_c = 4.3\text{m}$$

$$N_d = 1584.01\text{KN}$$

$$N_d = 1584.01\text{KN} \leq 2902.5\text{KN} \dots \text{CV}$$

Donc  $h_t = 60\text{cm}$ .

➤ **Verification des contraintes dans le sol :**

**Calcul des contraintes sous le radier :**

- **Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot X_G}{I} (x,y)$$

N : l'effort normal du aux charges verticales.

M : moment sismique a la base.

$$I_x = 19312.6535\text{m}^4 \quad \text{et } X_G = 4.46\text{m}$$

$$I_y = 37909.15430\text{m}^4 \quad \text{et } Y_G = 10.42\text{m}$$

$$M_x = 1.81\text{KN.m} \quad ; M_y = 19.80\text{KN.m}$$

$$N_{ser} = 5798.63\text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{5798.63}{619.04 \times 10^3} + \frac{1.81 \times 4.46}{19312.6535 \times 10^3} = 0.009367\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{5798.63}{619.04 \times 10^3} - \frac{1.81 \times 4.46}{19312.6535 \times 10^3} = 0.009366\text{Mpa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  : sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes ; il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \square \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{0.009367 + 0.009366}{4} = 0.0187\text{MPa} \square \sigma_{sol} = 0.14\text{MPa} \dots \text{CV.}$$

Donc : la contrainte est vérifier dans le sens x-x.

- Sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{5798.63}{619.04 \times 10^3} + \frac{19.80 \times 10.42}{37909.154 \times 10^3} = 0.009372 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{5798.63}{619.04 \times 10^3} - \frac{19.80 \times 10.42}{37909.154 \times 10^3} = 0.00937 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1, \sigma_2$  : sont supérieurs de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes ; il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{0.009372 + 0.00937}{4} = 0.00468 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.14 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

Donc : la contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

Donc la surface du radier devient :  $S_{rad} = 619.04 \text{ m}^2$ .

#### ➤ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA 99/2003. On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{- Sens x-x : } e = \frac{1.81}{5798.63} = 0.0031 \text{ m} \leq \frac{29.20}{4} = 7.3 \text{ m} \dots \text{CV ;}$$

$$\text{- Sens y-y : } e = \frac{19.80}{5798.63} = 0.0034 \text{ m} \leq \frac{21.20}{4} = 5.3 \text{ m} \dots \text{CV .}$$

### VI.3.3 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

#### a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{6226.8}{619.04} = 10.068 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{Ns}{S_{rad}} = \frac{5798.63}{619.04} = 9.367 \text{ KN/m}^2.$$

$N_u$  : est l'effort normal ultime ramené par la superstructure, et l'infrastructure.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

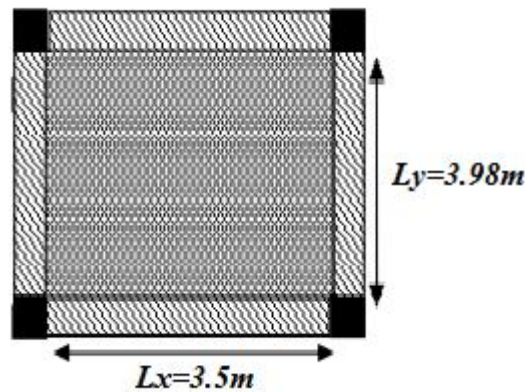


Figure VI.4 : Présentation de la dalle la plus sollicitée.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{3.98} = 0.879 < 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

**b) Calcul de ferrailage :**

➤ **ELU : (v=0)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{array} \right. \dots\dots\dots (\text{AnnexeII}).$$

$$M_{Ox}^U = \mu_x \times Q_U \times l_x^2 = 5.8899 \text{KN.m}$$

$$M_{Ox}^S = \mu_x \times Q_S \times l_x^2 = 5.4848 \text{KN.m}$$

$$M_{Oy}^U = \mu_y \times M_{Ox}^U = 4.358 \text{KN.m}$$

$$M_{Oy}^S = \mu_y \times M_{Ox}^S = 4.058 \text{KN.m}$$

**Calcul des moments réels :**

➤ **En travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{Ox} = 4.41 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{Ox} = 3.268 \text{KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 \times M_{Ox} = 2.945 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 \times M_{Ox} = 2.79 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.4)$

La dalle repose sur 4 appuis (continu sur les quatre bords)

**Condition de non fragilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h \end{array} \right.$$

$\rho_0 = 0.0008$  pour les HA et  $f_c E400$

$$A_{min}^x = 0.0008 \left( \frac{3-0.879}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2.$$

❖ **Espacement des armatures :**

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \leq 33 \text{ m} \dots \text{CV} .$$

En prend **St = 25 cm** pour les deux sens.

Les resultats du ferrailage sont resumes dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des armatures	ST
Travée	x-x	1.193	0.36	3.393	6.16	4HA14	25
	y-y	0.79	0.26	3.393	6.16	4HA14	25
Appuis	x-x	0.93	0.237	3.2	6.16	4HA14	25
	y-y	0.63	0.175	3.2	6.16	4HA14	25

Tableau VI.2.: Ferrailage du radier.

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{UX} = \frac{P_U \times L_X}{2} = \frac{10.0588 \times 3.5}{2} = 17.60 \text{ KN}$$

$$V_{UY} = \frac{P_U \times L_X}{3} = \frac{10.0588 \times 3.980}{3} = 13.344 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq 0.07 \times f_{c,28} \times b \times \frac{d}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 A.5.2})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.40} = 0.044 \text{ MPa} \leq 0.07 \times 25 \times 1 \times \frac{0.40}{1.5} = 0.0467 \text{ MPa}$$

$$0.044 \text{ MPa} \leq 0.0467 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Alors pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification a l'ELS : (v=0.2)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{array} \right. \dots \dots \dots (\text{Annexe II}).$$

$$N_{ser} = 5798.63 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{5798.63}{619.04} = 9.367 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{OX}^s = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 = 6.299 \text{ KN.m}$$

$$M_{OY}^U = \mu_Y \times M_{OX}^U = 5.153 \text{KN.m}$$

❖ **Calcul des moments réels :**

➤ **En travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 4.724 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{ox} = 3.864 \text{KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_{ox} = -3.149 \text{KN.m}$$

❖ **Contrainte maximale de compression de béton :  $\overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc}$**

**Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A' + A)y - 30d(A' + A) = 0 \text{ et on a } A' = 0.$$

$$by^2 + 30Ay - 30dA = 0$$

$$y = 7.284 \text{cm}$$

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

$$I = (b/3) y^3 + 15(A (d - y)^2)$$

$$I = 76436.639 \text{cm}^4$$

- **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = (17.63 \text{kN.m} / 76436.63) \cdot 7.284 = 1.9 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow 1.9 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \text{CV.}$$

❖ **Contrainte maximale de traction des aciers :  $\overline{\sigma_s} \leq \sigma_s$**

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} F_{ce} E, \max \left( 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = (15 M_{ser} / I) (d - y)$$

$$\sigma_s = 107.29 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 107.29 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.6 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée.

- **En appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) y$$

$$\sigma_{bc} = (10.89 \text{kN.m} / 76436.63) \cdot 7.284 = 1.037 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow 1.037 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} F_c E, \max \left( 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} ; \frac{F_e}{2} \right) \right\} = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = (15 M_{ser} / I) (d - y)$$

$$\sigma_s = 61.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 61.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée.

Localisation	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	17.63	7.284	76436.63	1.9	15	107.29	201.6
	y-y	11.34	7.284	76436.63	2.82	15	148.91	201.6
	x-x	10.89	7.284	76436.63	1.03	15	61.3	201.6
Appuis	y-y	3.657	7.284	76436.63	1.94	15	70.23	201.6

Tableau VI.3: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

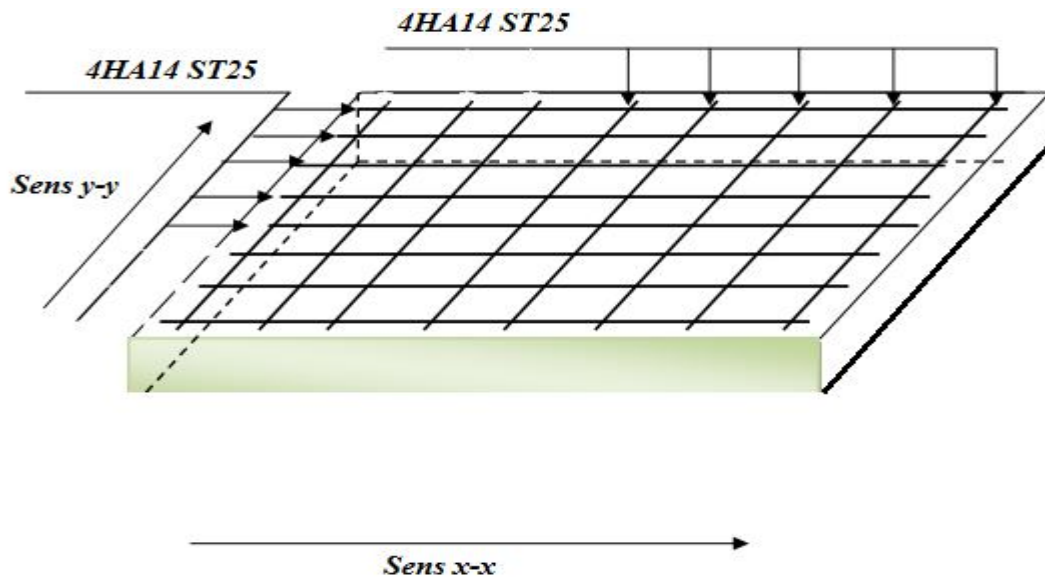


Figure VI.4 : Disposition des armatures de la dalle radier.

VI.3.4.Ferraillage des nervures :

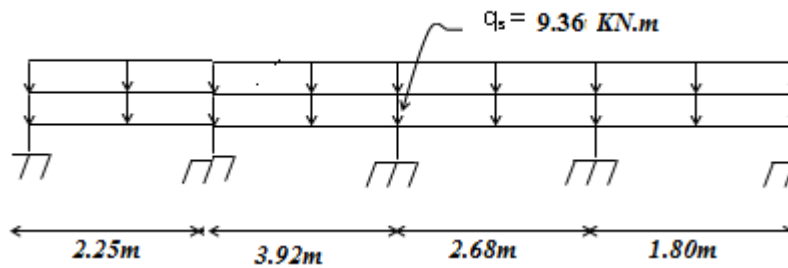


Figure VI.5: Schéma statique de la nervure

1) Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$M_0(x) = M_0(x) + M_g(1-x/l) + M_d(x/l)$$

- Moment en travée :

$$M_0(x) = (q \cdot x / 2) (l - x)$$

$$X = l/2 - (M_g - M_d) / (q \cdot l)$$

- Moment en appui :

$$M_i = q_g \cdot \Gamma_g^3 + q_d \cdot \Gamma_d^3 / 8.5 (\Gamma_g + \Gamma_d)$$

Avec :

$\Gamma_g, \Gamma_d$ : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

- $\Gamma = l$  travée de rive.
- $\Gamma = 0.8$  travée intermédiaire

$q_g, q_d$ : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré. ;

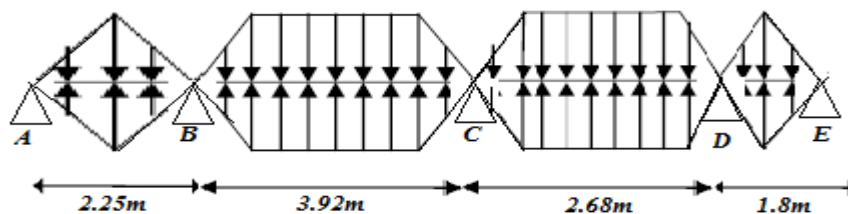


Figure VI.6 : Repartions des chargements d'une nervure.

2) **Ferraillage :**

Le calcul se fera avec les moments Max aux appuis et en travées:

<i>Position</i>		<i>M (KN.m)</i>
<i>ELU</i>	<i>Sur appuis</i>	26.23
	<i>En travée</i>	19.07
<i>ELS</i>	<i>Sur appuis</i>	24.336
	<i>En travée</i>	17.83

*Tableau VI.4 : Tableau présentatif des moments max en ELU et ELS.*

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus avec:

h= 0,6cm; b=0,55m; d = 0,5m

<i>/</i>	<i>Position</i>	
<i>M (Mn.m)</i>	<i>Sur appui</i>	<i>En travée</i>
$\mu$	26.23	19.07
	0,013	0,0097
$\alpha$	0,016	0,012
$\beta$	0.99	0,976
$\sigma_s$ (Mpa)	348	348
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	1.53	1.129
$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	3.32	3.32
<i>Choix des barres</i>	6HA16	6HA14
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	12.06	9.24

*Tableau VI.5 : Tableau présentatif de calcul des sections de ferraillage.*

3) **Vérification à L'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

Les résultats des vérifications sont présentés dans le tableau- ci après :

<i>Section</i>	<i>Position</i>	$M_s$ (KN.m)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$Y$ (m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Condition</i>
<i>55*60</i>	<i>En travée</i>	17.83	9.24	0,0022	0,139	1.12	15	43.88	201.6	CV
	<i>Sur appui</i>	24.336	12.06	0,0028	0,15	1.3	15	45.63	201.6	CV

*Tableau VI.6 : Tableau présentatif du vérification a L'ELS.*

- **Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilités pour l'élément soumis à la flexion impose que :

$$A_{CNF} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = 3.32\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{CNF} \dots \text{CV.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \text{pour une fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = 52.197$$

$$\tau_u = \frac{0,0522}{0,60 \times 0,55} = 0,158\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \text{CV.}$$

- **Les armatures transversales :**

**Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{60}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20\text{cm} (\text{en zone nodale})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

$$\text{on prend : } S_t = 30\text{cm} (\text{zone courante})$$

D'après le CBA93 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{ 15\Phi_L; 40\text{cm}, a + 10\text{cm} \}$$

$\Phi_L$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min \{ 15 \times 1,2; 40\text{cm}; 35 + 10\text{cm} \}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

**Zone nodale :  $S_t = 15\text{cm}$**

**Zone courante :  $S_t = 20\text{cm}$**

**Diamètre des armatures transversales:**

Il est définie par :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{L_{max}} \longrightarrow \phi_t \geq 5.3334mm , \text{ On prend } \phi_t = 8mm$$

**Ferrailage transversal :** (Sous le cisaillement)

$$(A_t/b_0 \cdot S_t) \geq (\tau_u - 0.3f_{tj})/0.8f_e$$

$A_t$ : armatures transversales.

$S_t$ : espacement des cadres.

$$\tau_u = V_u/b_0 \cdot d$$

Section (cmxcm)	$V_u(KN)$	$\tau_u(Mpa)$	$A_t/S_t$ (cm)	$S_t(cm)$		$A_t(cm^2)$	Choix des barres
				Zone nodale	Zone courante		
55x60	52.197	0,158	0,002	15		20	2.01

On choisi deux cadres HA8.

VI.3.5. Croquis de ferrailage :

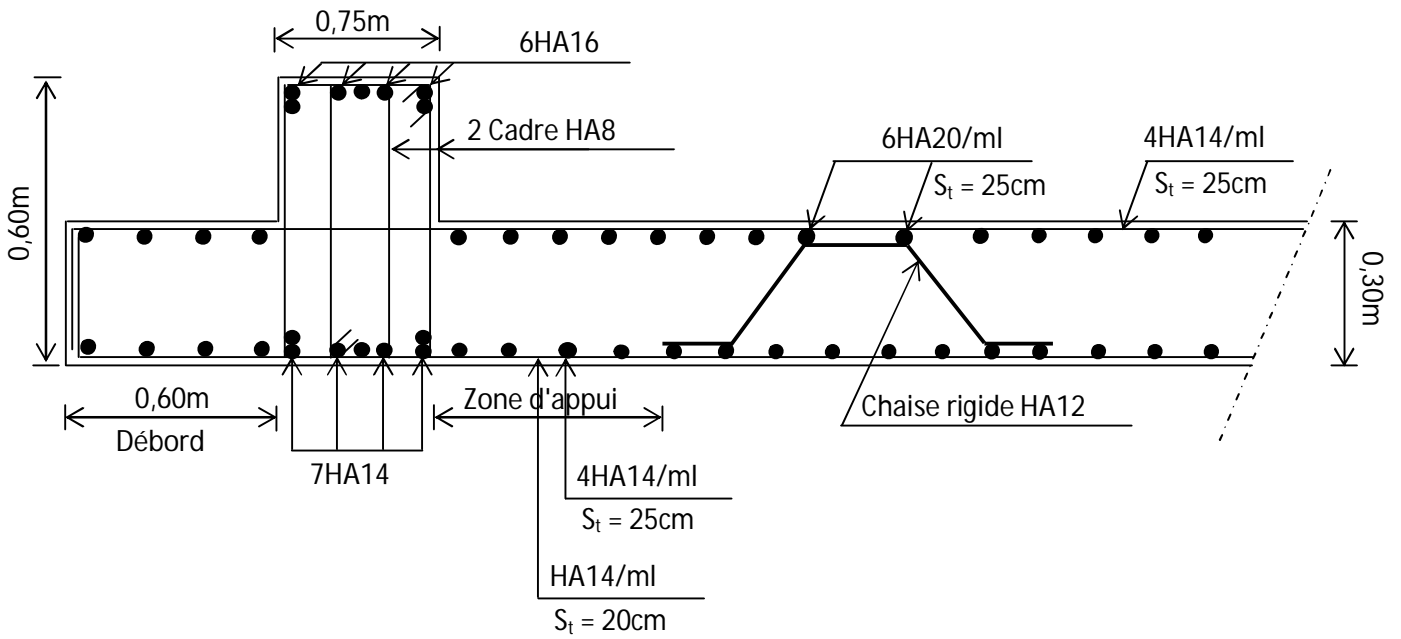


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage du radier général

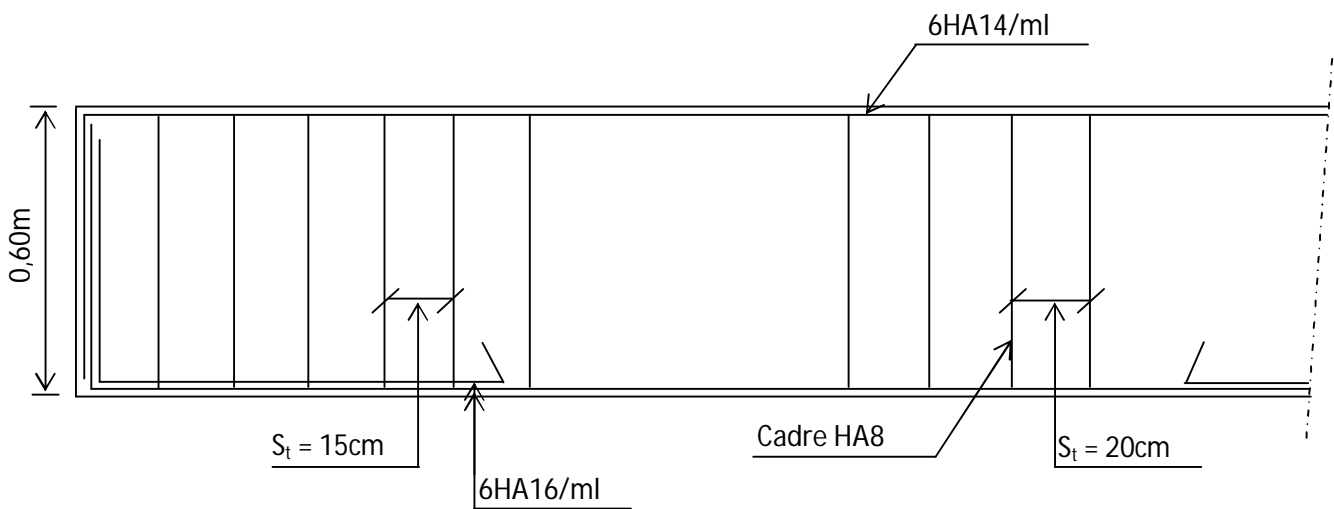


Fig VI.7 Schéma de ferrailage de la nervure

## Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont : - La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales. - La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée. - La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé. - Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques. - La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux. - Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta). - Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal. - Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales. - Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

## *Liste des références*

[C.B.A 93 A: 2-1-1-1].....	[1]
[C.B.A 93A: 2-1-2-1].....	[2]
[C.B.A 93 2-1-1].....	[3]
[C.B.A 93A-4-3-3 P 22].....	[4]
[BAEL 94 A-3-3-3,P 54].....	[5]
[RPA99/ V2003.P.61 Art 7.1] .....	[6]
[RPA.99/ V2003 A7.5.1].....	[7]
[BAEL91 Page.384] .....	[8]
[BAEL 91art B.6.8P 424].....	[9]
[RPA.99/ V2003 A7.5.1].....	[10]
[D.T.R.B.C art 6.3].....	[11]
[BAEL91 Art 8.1.2 Page 107].....	[12]
[BAEL93 Page 112].....	[13]
[BAEL 91 Art 8.2.1 Page 111].....	[14]
[RPA 99/ V2003 , Art 7.4.3.1 P64] .....	[15]
[RPA 99/ V2003 , Art 6-3 P59] .....	[16]
[RPA 99/ V2003 Tab 4-1 P38] .....	[17]
[RPA 99 / V2003 Tab 6-1 P59].....	[18]
[C.B.A 93 Art A.5.1.2.1.1 Page 39].....	[19]
[B.A.E.L 91. A.4.2,1] .....	[20]
[B.A.E.L 91 A.5.1] .....	[21]
[RPA 99 Art 4.1.2].....	[22]
[RPA 99/ V2003 Tab 4.1 Art 4.2.3].....	[23]
[BAEL91 Article (B.7.4)].....	[24]
[BAEL91 (ArtA.8.2.4.2).4].....	[25]
[RPA 99 / V2003 Tab 4.7 art 4.2.3].....	[26]
[ <b>(CBA93.art(B.6.5.3))</b> ].....	[27]
[RPA 99/ V2003 Tab 4.6] .....	[28]
[RPA 99/ V2003 Tab 4.3 Art 4.2.3].....	[29]
[RPA99/ V2003 art 4.3.4 -a] .....	[30]
[RPA99/ V2003, P30tab 4.5].....	[31]
[RPA 99/ V2003 formule 4.3.7].....	[32]
[RPA 99/ V2003 Art 4.2.5].....	[33]

## *Liste des références*

[RPA99/V2003A.7.5.2.1 p 69].....	[34]
[RPA99/V2003A 7.5.2.2 p70].....	[35]
[B.A.E.L 91art 6.1].....	[36]
[RPA99/ V2003 [A.7.4.2.1 p 65 ].....	[37]
[RPA 99/ V2003.A.7.4.2.1 p 67].....	[38]
[RPA 99/ V2003 Art 7.2.2].....	[39]
[RPA99 / V2003 art7.7.4.1].....	[40]
[RPA99 / V2003 art7.7.3.3].....	[41]
[RPA99 / V2003 art 10.1.5].....	[42]
[BAEL 91 Art A.5.2,4.2] .....	[43]
[RPA99 / V2003 art 10.5.5].....	[44]

# Bibliographie

## Les livres :

- ✚ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armée ;
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en beton armee (C.B.A93) ;
- ✚ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en beton armee suivant la methode des etats limites (B.A.E.L 91) ;
- ✚ Règles parasismiques Algeriennes (R.P.A 99/version 2003) .

## Les memoires de fin d`etudes :

- ✚ Guide mémoire (( étude d'un batiment tour en béton armé de type (R+10) ; promo 2012/2013) ;
- ✚ Guide mémoire (hôpital de 60 lits dans la wilaya de Khenchela. ) , ( ; promo 2012/2013) ;
- ✚ Etude d'un bâtiment (R+11+Sous sol) à usage d'habitation et bureaux contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) **Université Abderrahmane MIRA-Bejaia** ;
- ✚ Etude d'une tour (R+9) en portique contreventer par des voiles en béton& armé (école nationale des travaux publics) ;
- ✚ Autres mémoire consultés.

## Outils informatiques :

- ✚ Logeciel Autocad 2013 ;
- ✚ Logeciel Robot 2014 ;
- ✚ Word 2007 .