



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+Entresol) à usage
d'habitation contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé Par :

MERZOUG Sami

ZIDANE Fayçal

Encadré Par :

M^{me} CHIKH AMER

Member de jury:

M^r Benyessad Dj

M^m Berrah

Promotion: Juin 2019

REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice M^{M^E} CHIKH.AMER son sérieux, sa compétence et ses orientations.

Nous remercions beaucoup à tous les personnes qui nous a aider a réalisé se travaille.

A la fin, Nous remercions tous les enseignants durant toute notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

À mes chers frères

Amine, Walid. Yacine et sa petite famille

À mes chers Sœurs

Katia, Nissette, Amel et leurs enfants

À tous mes amis.

À la personne qui était toujours à mes côtés MARWA

En fin, je remercie mon ami mon binôme Fayçal ZIDANE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

MERZOUG Samy

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux que j'aime et bien sûr à toute ma famille

A mes très chers parents qui ont été à mes côtés durant toute ma vie.

A mes chers frères : Ferhat, Lyes, Katib.

A ma seule et chère Sœur : Sonia.

Et à tous mes amis.

Finalement, je remercie mon binôme Merzoug Samy qui a participé à la réalisation de ce modeste travail.

Zidāñe fāyçāl

Tableau. II.1	<i>Dimensionnement des voiles.....</i>	17
Tableau. II.2	<i>Évaluation des charges d'exploitation des différents éléments.....</i>	17
Tableau. II.3	<i>Evaluation des charges des planchers a corps creux.....</i>	17
Tableau. II.4	<i>Evaluation des charges des planchers à dalle pleine</i>	17
Tableau. II.5	<i>Evaluation des charges sur la volée.....</i>	17
Tableau. II.6	<i>Evaluation des charges sur le palier</i>	18
Tableau. II.7	<i>Evaluation des charges des murs</i>	18
Tableau. II.8	<i>Descente de charge pour le poteau (B3).....</i>	19
Tableau. II.10	<i>Vérification au flambement des poteaux.</i>	22
Tableau. II.11	<i>Différents types des poutrelles.....</i>	25
Tableau. II.12	<i>Les sollicitations maximales dans e type 10.....</i>	27
Tableau. II.13	<i>Vérification de la flèche après l'augmentation de la section de ferrailage...</i>	32
Tableau. II.14	<i>Moments isostatiques a l'ELS.....</i>	33
Tableau. II.15	<i>Ferrailage en travée dans le sens y-y</i>	34
Tableau. II.16	<i>Ferrailage aux appuis.....</i>	34
Tableau. II.17	<i>Les vérifications à L'ELS</i>	34
Tableau. II.18	<i>Résultats de calcul de la flèche</i>	35
Tableau. II.19	<i>Ferrailage de la dalle D42</i>	35
Tableau. II.20	<i>Les vérifications à L'ELS</i>	36
Tableau. II.21	<i>Ferrailage de la dalle D30</i>	36
Tableau. II.22	<i>Vérification des contraintes</i>	37
Tableau. II.23	<i>Ferrailage de la volée</i>	38
Tableau. II.24	<i>Vérification de l'Etat limite de compression de béton</i>	38
Tableau. II.25	<i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i>	39
Tableau. II.26	<i>ferrailage de la poutre palière.....</i>	40
Tableau. II.27	<i>Vérification des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.....</i>	43
Tableau. II.28	<i>Résultats de calcul de la flèche.....</i>	44
Tableau. II.30	<i>Les sollicitations sous charge concentrée.....</i>	49
Tableau. II.31	<i>Les sollicitations sous charge réparties.....</i>	49
Tableau. II.32	<i>La superposition des moments.....</i>	49
Tableau. II.33	<i>Les moments corrigés.....</i>	49

Tableau. II.34	<i>Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....</i>	50
Tableau. III.35	<i>Vérification des contraintes.....</i>	50
Tableau. III.1	<i>Valeurs des pénalités Pq.....</i>	53
Tableau. III.2	<i>Périodes et taux de participation massique de la structure.....</i>	57
Tableau. III.3	<i>Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....</i>	59
Tableau. III.4	<i>Interaction sous charges verticales</i>	60
Tableau. III.5	<i>Interaction sous charges horizontales</i>	60
Tableau. III.6	<i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	60
Tableau. III.7	<i>Vérification des déplacements relatifs selon X-X</i>	61
Tableau. III.8	<i>Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.....</i>	61
Tableau. III.9	<i>Vérification de l'effet P-Δ selon le sens X-X.....</i>	62
Tableau. III.10	<i>Vérification de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y</i>	62
Tableau. IV.1	<i>Sollicitations dans les poutres principales associées aux voiles.....</i>	63
Tableau. IV.2	<i>Sollicitations dans les poutres principales non associées aux voiles.....</i>	64
Tableau. IV.3	<i>Sollicitations dans les poutres secondaires associées aux voiles.....</i>	64
Tableau. IV.4	<i>Sollicitations dans les poutres secondaires non associées aux voiles.....</i>	64
Tableau. IV.5	<i>Ferrailage des poutres principales associées aux voiles.....</i>	64
Tableau. IV.6	<i>Ferrailage des poutres principales non associées aux voiles.....</i>	64
Tableau. IV.7	<i>Ferrailage des poutres secondaires associées aux voiles.....</i>	65
Tableau. IV.8	<i>Ferrailage des poutres secondaires non associées aux voiles.....</i>	65
Tableau. IV.9	<i>Vérification des contraintes tangentielles.....</i>	66
Tableau. IV.10	<i>Vérification de l'état limite de compression du béton.....</i>	66
Tableau. IV.11	<i>Conditions de vérification de la flèche pour les poutres</i>	66
Tableau. IV.12	<i>Sollicitations dans les poteaux.....</i>	68
Tableau. IV.13	<i>Ferrailage des poteaux.....</i>	69
Tableau. IV.14	<i>Vérification du ferrailage transversal.....</i>	69
Tableau. IV.15	<i>Vérification au flambement des poteaux.....</i>	70
Tableau. IV.16	<i>Vérification des contraintes dans les poteaux.....</i>	71
Tableau. IV.17	<i>Vérification des contraintes de cisaillement.....</i>	71
Tableau. IV.18	<i>Moments résistants dans les poteaux.....</i>	72
Tableau. IV.19	<i>Moments résistants dans les poutres principales.....</i>	72
Tableau. IV.20	<i>Moments résistants dans les poutres secondaires.....</i>	72
Tableau. IV.21	<i>Vérification des zones nodales selon le sens principale</i>	72

Tableau. IV.22	<i>Vérification des zones nodales selon le sens secondaire</i>	73
Tableau. IV.23	<i>Sollicitations maximales dans les voiles // x.....</i>	74
Tableau. IV.24	<i>Sollicitations maximales dans les voiles // y.....</i>	75
Tableau. IV.25	<i>Section d'armatures // x</i>	76
Tableau. IV.26	<i>Section d'armatures // y.....</i>	77
Tableau. IV.27	<i>Ferraillage du voile V_{y2} dans tous les niveaux</i>	77
Tableau. V.1	<i>Efforts normaux et les moments dans le portique le plus défavorable.....</i>	80
Tableau. V.2	<i>Ferraillage de la poutre de rigidité à l'ELU.....</i>	83
Tableau. V.3	<i>Vérifications des contraintes à l'ELS.....</i>	84
Tableau. V.4	<i>Ferraillage du voile périphérique</i>	86
Tableau. V.5	<i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	87
Tableau. V.6	<i>Section d'armateur du voile périphérique à l'ELS.....</i>	87

Figure. I.1	<i>Diagramme des déformations limites (ELU).....</i>	04
Figure. I.2	<i>Diagramme contrainte déformation du béton.....</i>	07
Figure. I.3	<i>Diagramme de contrainte- déformation.....</i>	09
Figure. II.4	<i>Vu en 3D du bâtiment.....</i>	10
Figure. II.1	<i>Disposition des poutrelles aux différents niveaux.....</i>	13
Figure. II.2	<i>Dimensions de la poutrelle.....</i>	13
Figure. II.3	<i>Plancher RDC en dalle pleine.....</i>	14
Figure. II.4	<i>Schéma statique l'escalier.....</i>	15
Figure. II.5	<i>Hauteur libre de voile.....</i>	16
Figure. II.6	<i>la surface afférente de l'étage courant.....</i>	18
Figure. II.7	<i>la surface afférente de la dalle d'ascenseur.....</i>	19
Figure. II.8	<i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....</i>	23
Figure. II.9	<i>Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....</i>	24
Figure. II.10	<i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....</i>	32
Figure. II.11	<i>Schéma statique de l'escalier des étages courants.....</i>	37
Figure II.12	<i>Schéma statique de la poutre palier.....</i>	39
Figure. II.13	<i>Schéma statique de la poutre de chainage.....</i>	41
Figure. II.14	<i>Coupe transversale de l'acrotère.....</i>	44
Figure. II.15	<i>Dimension de l'ascenseur.....</i>	47
Figure. II.16	<i>Représentation de la surface de la charge concentrée.....</i>	48
Figure. III.1	<i>Spectre de réponse.....</i>	61
Figure. III.2	<i>Vue en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V16.....</i>	61
Figure. III.3	<i>Plan de la disposition des voiles.....</i>	62
Figure. III.4	<i>Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe diagonal avec X prépondérant).....</i>	63
Figure. III.5	<i>Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).....</i>	64
Figure. IV.1	<i>Zone nodale.....</i>	67
Figure. VI.2	<i>Section d'un poteau.....</i>	71
Figure. IV.3	<i>Diagramme des contraintes.....</i>	76
Figure. V.1	<i>Présentation de la semelle isolée.....</i>	79
Figure. V.2	<i>Semelle filante.....</i>	80
Figure. V.3	<i>Les dimensions de la semelle filante.....</i>	81
Figure. V.4	<i>Schéma statique de la poutre de rigidité.....</i>	83
Figure. V.5	<i>Diagramme des contraintes.....</i>	86

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Généralités</i>	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet.....	2
I.3. Implantation de l'ouvrage	2
I.4. Caractéristique de la structure	2
I.4.1. Caractéristiques géométriques.....	2
I.4.2. Données de site	2
I.5. Conception de la structure	2
I.5.1. L'ossature.....	2
I.5.2. Les planchers	2
I.5.3. Les escaliers	2
I.5.4. La maçonnerie	2
I.5.5. Revêtement	3
I.5.6. L'acrotère	3
I.6. Règlements et normes utilisés.....	3
I.7. Indication générale sur les règles de BAEL	3
I.7.1. Définition de l'Etat limite	3
I.7.2. Principe d'application des règles BAEL	4
I.8. Action et sollicitations	5
I.8.1. Définition des actions	5
I.8.2. Les sollicitations	5
I.8.3. Les combinaisons d'action	6
I.9. Les matériaux de construction	6
I.9.1. Béton	6
I.9.2. Acier	8
I.10. Conclusion.....	10
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires</i>	
II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments	11
II.2.1. Planchers a corps creux	11

II.2.2. Planchers en dalle pleine	14
II.2.3. Les escaliers	15
II.2.4. Pré dimensionnement des poutres	16
II.2.5. Poteaux	16
II.2.6. Les voiles	16
II.3. Evaluation des charges et surcharges sur les différents éléments.....	17
II.4. Descente de charge.....	19
II.4.1. Calcul de l'effort normal ultime.....	20
II.4.2. Les vérifications nécessaires	20
II.5. Conclusion pour le pré dimensionnement	22
II.6. Calcul des planchers	23
II.6.1. Calcul des planchers a corps creux	23
II.6.2. Etude des dalles pleines	32
II.7. Etude des escaliers.....	37
II.7.1. Calcul des sollicitations	37
II.7.2. Calcul des réactions	37
II.7.3. Calcul des armature principales	37
II.7.4. Vérification de l'effort tranchant	38
II.7.5. Armatures de repartiions	38
II.7.6. Vérification de l'Etat limite de compression du béton	38
II.7.7. Vérification de la flèche	38
II.8. Poutre palier	39
II.8.1. dimensionnement	39
II.8.2. Calcul de la poutre palier	39
II.8.3. Ferrailage à la flexion simple	39
II.8.4. Ferrailage final de la poutre palier	40
II.9. Etude de la poutre de chainage	41
II.9.1. Définition	41
II.9.2. Dimensionnement	41
II.9.3. Calcul des sollicitations	41
II.9.4. Vérification de la flèche	43
II.10. Etude de l'acrotère	44

II.10.1. Définition	44
II.10.2. Hypothèse de calcul.....	44
II.10.3. Ferrailage	45
II.11. Etude de l'ascenseur.....	47
II.11.1. Définition	47
II.11.2. Etude de la dalle machine	47
II.11.3. Sollicitations.....	48
II.11.4. Ferrailage	49
II.11.5. Les vérifications nécessaires	50
II.12. Conclusion	51
 Chapitre III : Etude dynamique	
III.1. Introduction	52
III.2. Modélisation.....	52
III.3. Méthodes de calcul sismique	52
III.3.1. Méthodes statiques équivalentes	52
III.3.2. Méthodes dynamiques	52
III.4. Modélisation et résultats	56
III.5. Disposition des voiles de contreventement	57
III.6. Modes de vibration et taux de participation massique.....	57
III.7. Modes de vibration.....	58
III.8. Vérification des résultats vis-à-vis de RPA99/version 2003.....	59
III.9. Justification de l'interaction voiles /portiques	59
III.10. Vérification de l'effort normal réduit	60
III.11. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	61
III.12. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	60
III.13. Conclusion.....	62
 Chapitre IV : Etude des éléments structuraux	
IV.1. Introduction	63
IV.2. Etude des poutres.....	63
IV.2.1. Recommandations du RPA	63
IV.2.2. Sollicitations maximales dans les poutres	63
IV.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 (Art7.5.2.1)	65

IV.2.4. Les armatures transversales	65
IV.2.5. Vérification des sections d'armatures transversales.....	65
IV.2.6. Vérification à l'ELS	66
IV.3. Etude des poteaux	66
IV.3.1. Sollicitations maximales	68
IV.3.2. Calcul de ferrailage.....	68
IV.3.3. vérifications nécessaires	70
IV.3.4. Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres	72
IV.4. Etude des voiles.....	73
IV.4.1. Introduction	73
IV.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003	74
IV.4.3. Calcul des sollicitations	75
IV.4.4. Ferrailage des voiles	75
IV.5. Conclusion	78
Chapitre V : Etude de l'infrastructure	
V.1. Introduction.....	79
V.2. Combinaisons de calcul	79
V.3. Reconnaissance du sol	79
V.4. Choix du type des fondations	79
V.4.1. Vérification de la semelle isolée	79
V.4.2. Vérification de la semelle filante	80
V.4.3. Etude de la semelle filante	81
V.4.4. Ferrailage de la semelle filante	82
V.4.5. Calcul de la poutre de rigidité	83
V.4.6. Calcul des longrines de liaison	84
V.5. Voile périphérique	85
V.5.1. Etude du voile périphérique.....	85
V.5.2. Evaluation des charges et surcharges	85
V.5.3. Vérification nécessaires	87
V.6. Conclusion	87
Conclusion générale	88

Document et normes utilisés

Annexes

Introduction générale :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montrés que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plupart des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8+sous-sol) implanté à Bejaia 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 a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure, et l'étude des éléments secondaires.
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- ✓ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment R+8+sous-sol implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée seulement pour l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

I.3. Implantation de l'ouvrage:

L'ouvrage se situe à environ 200m par rapport à la RN 24 au niveau de la localité TALA OUARIANE et environ 3Km à l'ouest de la ville de Bejaïa, ville classée IIa moyenne sismicité par le règlement Parasismique Algérienne (RPA2003).

I.4. caractéristiques de l'ouvrage :**I.4.1. Caractéristiques géométriques:**

✓	Largeur en plan	20.90m
✓	Longueur en plan	24.40m
✓	Hauteur de sous-sol	2.60m
✓	Hauteur du RDC	2.89m
✓	Hauteur étage courant	2.89m
✓	Hauteur de la cage d'ascenseur.....	2.89m
✓	Hauteur totale du bâtiment	31.5m

I.4.2. Données de site :

D'après le rapport de sol :

- ✓ Le sol de notre site est un sol fin constitué des limons sableux et des limons argileux sableux.
- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.73$ bars.
- ✓ Il est classé sol S2 selon le RPA 2003.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : **D = 1.5 m.**

I.5. Conception de la structure:**I.5.1. L'ossature :**

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 17m. L'ossature proposée pour notre bâtiment est une structure mixte formée de portiques et de voiles avec interaction (**Art 3.4.A.4.a du RPA99/2003**).

I.5.2. Les planchers :

- Planchers Sous-Sol et RDC en dalle pleine.
- Planchers étages courants à corps creux.
- Les balcons sont réalisés en dalle pleine et à corps creux.

I.5.3. Les escaliers :

Les escaliers de notre bâtiments est un escalier droit à 2 volées.

I.5.4. La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm.

- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

I.5.5. Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- De mortiers de ciments pour les crépissages des façades extérieurs.

I.5.6. L'acrotère :

On a un seul type d'acrotère au niveau de la terrasse inaccessible. Il est de 60cm de hauteur.

I.6. Règlements et normes utilisés:

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.
- CBA 93 (Code du béton armé) et BAEL 91 modifié 99.
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.7. Indication générale sur les règles de BAEL:

I.7.1. Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il existe deux états limites :

✓ Etat limite ultime ELU :

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, il y'a trois états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

✓ Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il y'a trois états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

✓ Hypothèse de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C

(La règle des trois pivots).

• **Règle des trois pivots :**

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

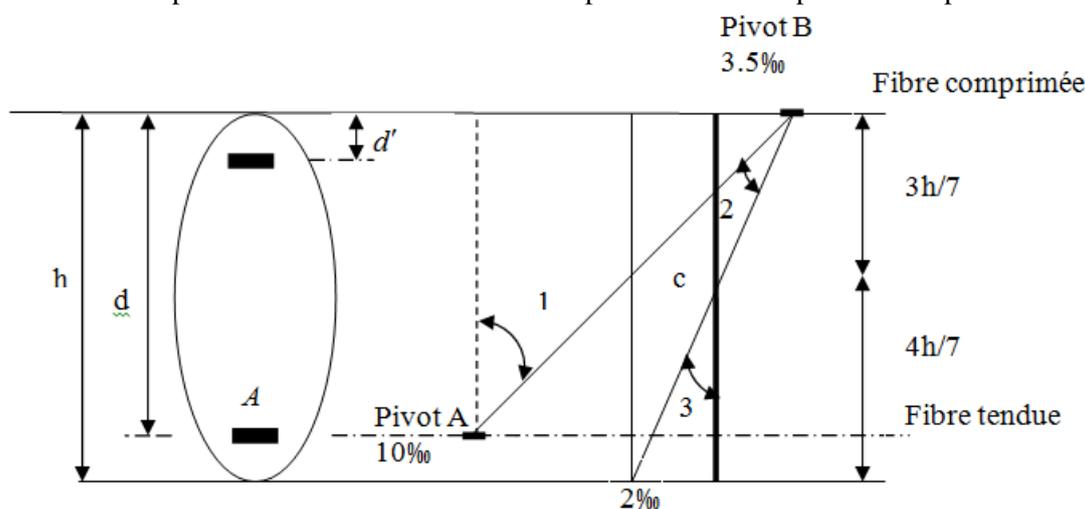


Figure.I.1. Diagramme des déformations limites (ELU).

✓ **Hypothèse de calcul à l'ELS:**

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.7.2. Principe d'application des règles BAEL :

Le principe consiste à vérifier pour une section donnée, l'inégalité d'état limite : $S \leq S_{res}$

Avec :

S : sollicitations de calcul.

S_{res} : Sollicitations résistantes de calcul, les justifications font intervenir :

- Les résistances caractéristiques des matériaux, acier et béton (f_e, f_{c28})
- Les valeurs respectives des actions.
- Les combinaisons spécifiques aux états limitent considérés.
- Les coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

I.8. Actions et sollicitations :**I.8.1. Définition des actions :**

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

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

On distingue :

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

- **Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.8.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions, on note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i .$$

Ou : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ en général.

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i .$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.8.3. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables :} & \quad \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles :} & \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \text{Pour les poteaux des portiques autostables.} \end{aligned}$$

I.9. Les matériaux de construction :

I.9.1. Béton :

1. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (Ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

2. Caractéristiques du béton :

2.1. Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa (j} \leq 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

2.2. Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 60 \text{Mpa} \quad \text{CBA93 (Article 1.2.1.2)}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

2.3. Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Avec :

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action > 24h.
- ✓ $\theta = 0.9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre 1h et 24h.
- ✓ $\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action < 1h.

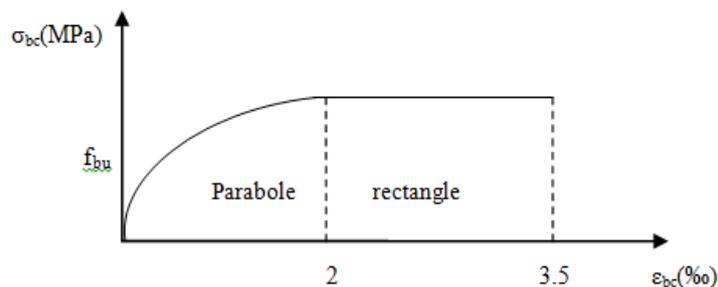


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

2.4. Contrainte limite à l'ELS :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

2.5. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

$$\text{On a : } f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{situations accidentelles} \\ 1.50 & \text{situations durables} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0.90 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3.5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^{0/100} \quad f_{bc} = 0.25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \quad (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}).$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^{0/100} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

2.6. Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.1)**
- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ **CBA93 (Article A.2.1.2.2)**
- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours.

$$\text{On a : } E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \quad E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\bullet \text{ Pour : } f_{c28} = 25 \text{Mpa} \quad \text{On a : } \begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{Mpa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{Mpa} \end{cases}$$

2.7. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par $G = E/2(1 + \nu)$ et en simplifiant $G = 0,417 E$

2.8. Coefficient de Poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est : $\Delta a/a$

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$.

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes : $\nu = \begin{cases} 0 & \text{ELU} \\ 0.2 & \text{ELS} \end{cases}$

2.9. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\tau_{adm} = \min(0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{Mpa} \quad \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50 \text{Mpa} \quad \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

I.9.2. L'Acier :

1. Définition :

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

2. Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

2.1. Les ronds lisses (R.L)

2.2. Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e=400\text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s=348\text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta=1.6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

2.3. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- * TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e=500\text{Mpa}$.
- * TL52 ($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e=520\text{Mpa}$.

3. Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

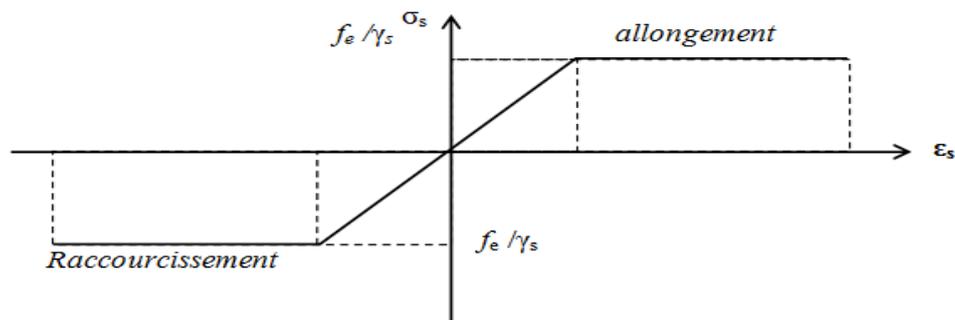


Figure.I.3. Diagramme de contrainte- déformation.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

- $\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme).
- $\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

4. contraintes limites des aciers :

- Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

✓ Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [\text{MPa}]$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.10. Conclusion:

La faible résistance du béton a la traction par rapport à sa résistance a la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

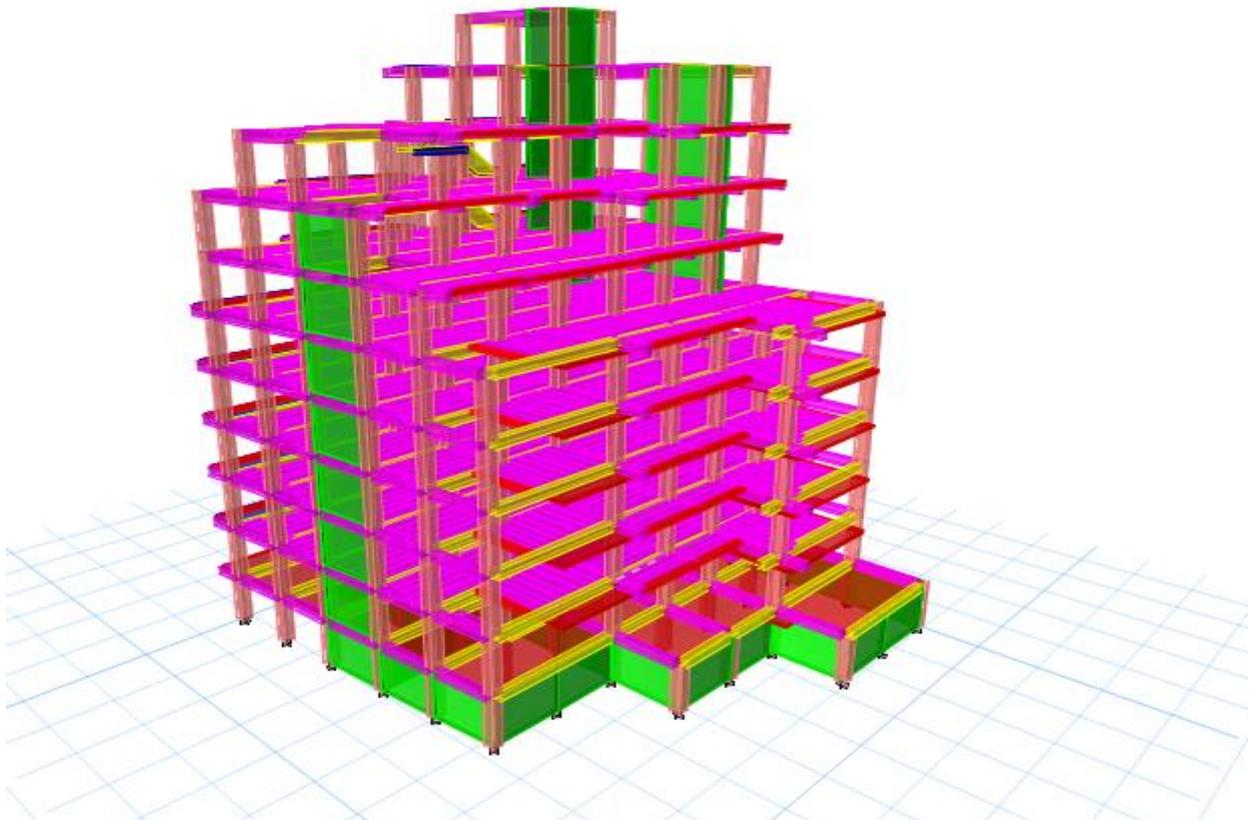


Figure I.4. Vu en 3D du bâtiment

- A (ou A_s ou A_l) : Aire d'une section d'acier (longitudinal)
- A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- B : Aire d'une section de béton
- E_s : Module de Young de l'acier
- E_{ij} : Module de Young instantané à l'âge de j jours
- E_{vj} : Module de Young diffère à l'âge de j jours
- F : Force ou action en général
- I_1 : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
- M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
- M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
- N_{ser} : Effort normal de calcul de service
- N_u : Effort normal de calcul ultime
- P : Action permanente
- Q : Action d'exploitation
- V_u : Effort tranchant de calcul ultime
- a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
- b : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
- b_0 : Largeur de l'âme d'une poutre
- d (et d_0) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton
- e : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
- g : Charge permanente unitaire
- h : Hauteur d'une poutre, d'une fondation
- h_0 : Hauteur du talon d'une poutre
- h_1 : Hauteur du hourdis d'une poutre
- j : Nombre de jours de maturité du béton
- L : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
- L_f : Longueur de flambement.
- n : Coefficient d'équivalence acier-béton.
- q : Charge permanente unitaire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

- y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
- a_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
- γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
- γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
- ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
- ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
- η : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).
- λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
- μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
- μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
- ν : Coefficient de poisson (nu).
- ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
- σ : Contrainte normale (sigma).
- σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
- τ : Contrainte tangente (tau).
- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
- τ_s : Contrainte d'adhérence.
- τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- ϕ : Coefficient de fluage (phi).
- Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
- Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
- ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments:

Planchers : Deux type de plancher sont utilisés dans notre bâtiment :

- ✓ Un plancher en dalle pleine pour le RDC pour obtenir une boîte rigide a la base de bâtiment et quelques panneaux aux niveaux supérieurs.
- ✓ Un plancher en corps creux pour les niveaux 1 à 9.

II.2.1. Planchers à corps creux :

La hauteur de plancher (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche

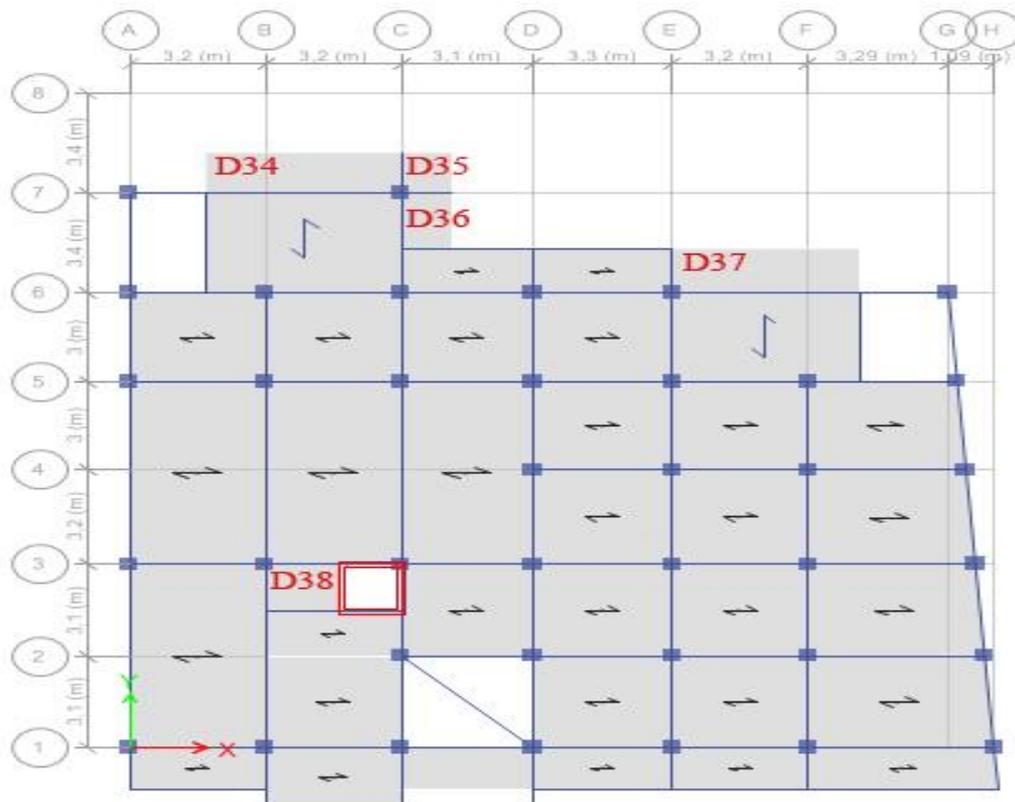
D'après le **CBA93** : $h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$ (CBA Art B.6.8.4.2.4)

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

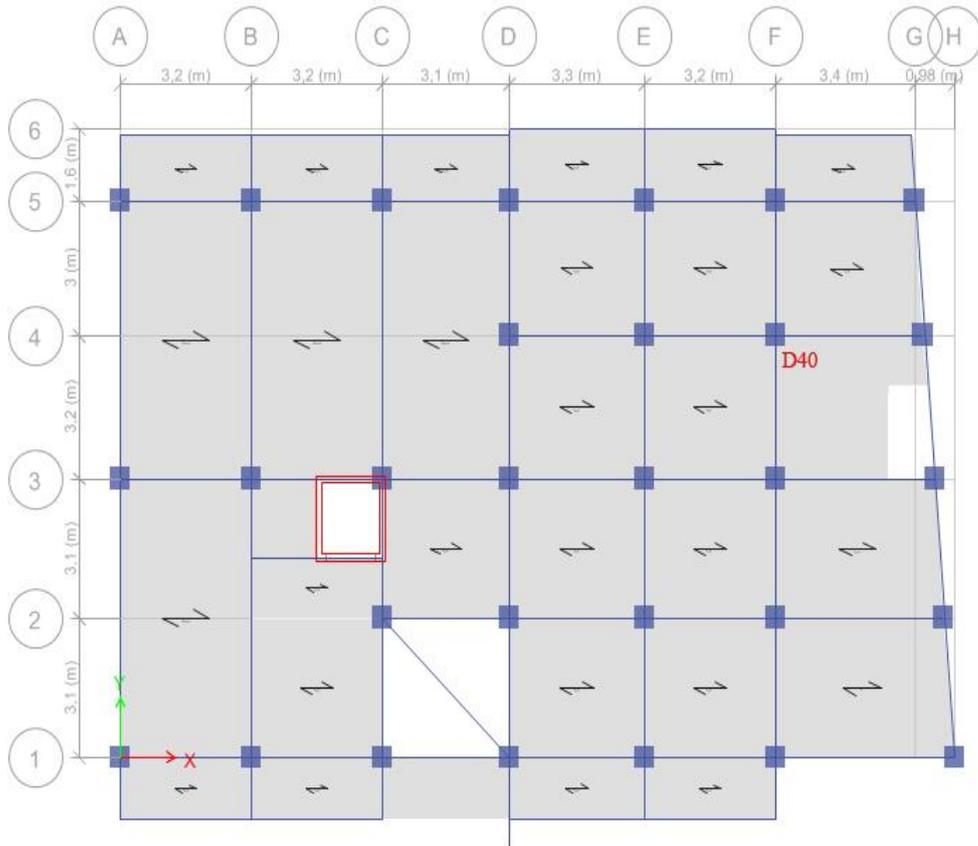
II.2.1.1. Disposition des poutrelles :

La figure II.1. montre le schéma de disposition des poutrelles aux différents niveaux :

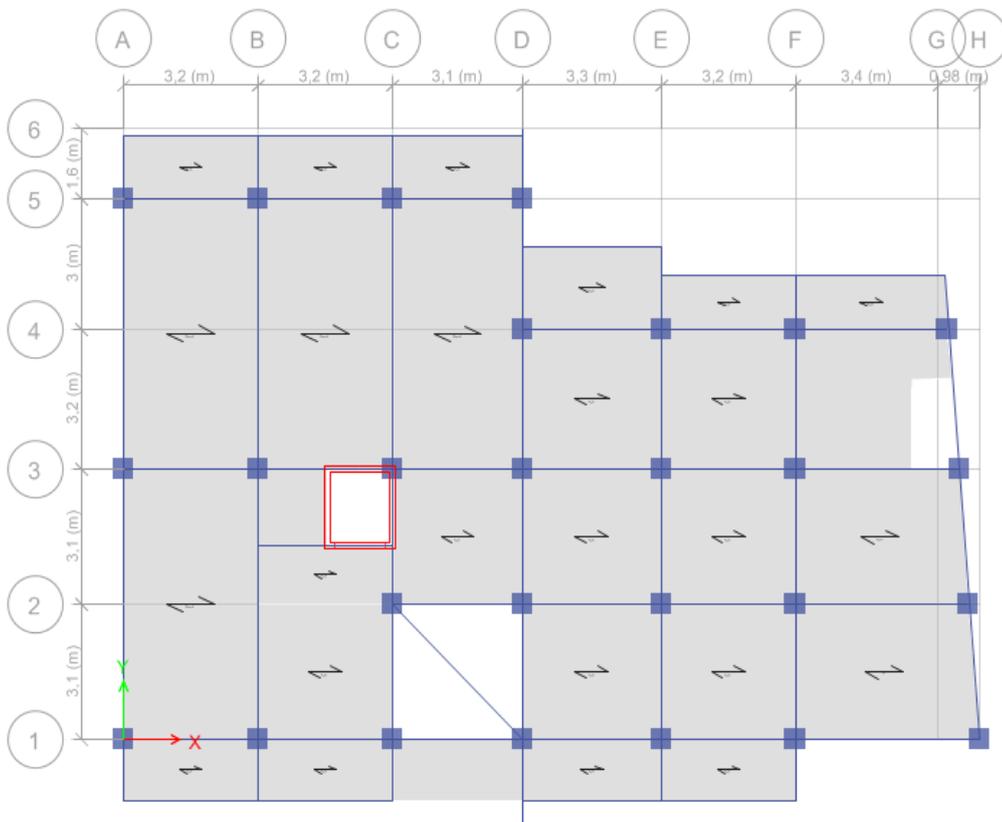
- ✓ **Niveau 1 à 4 :**



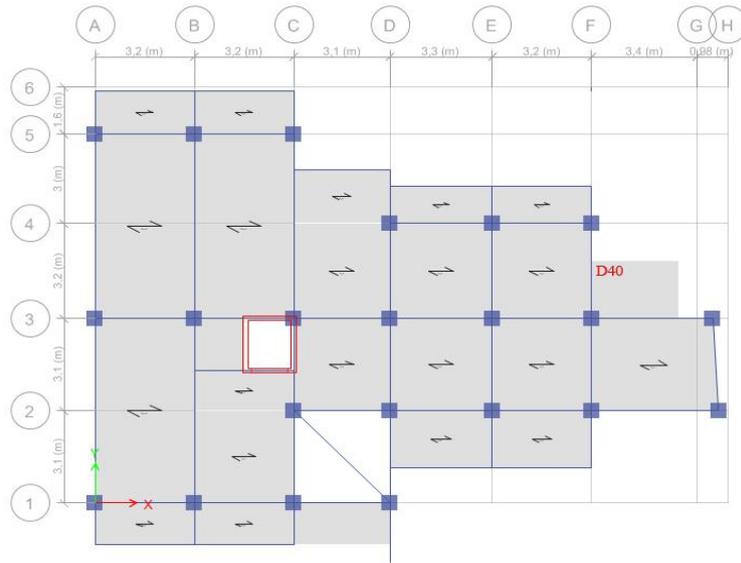
✓ Niveau 5 :



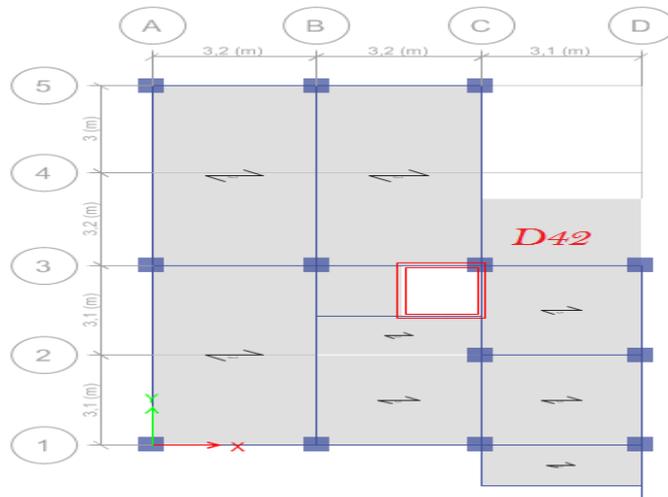
✓ Niveau 6 :



✓ Niveau 7 :



✓ Niveau 8 (Terrasse) :



Figures II.1 Disposition des poutrelles aux différents niveaux.

A partir de la (figure II.1) : $L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm} = (h_{cc} + h_{dc})$$

II.2.1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des petites poutres coulées sur place formant l'ossature du plancher.

Elles se calculent comme une section en T (Figure II.2).

On a : $h_t = 20 \text{ cm}$ et $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.6 \times h_t \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

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

$L_x = 55 \text{ cm}$ distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 280 \text{ cm}$ distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

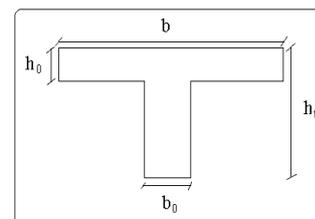


Figure II.2 Dimensions de la poutrelle

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min(27.5\text{cm}; 28\text{cm}) \Rightarrow \text{Ce qui donne : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

II.2.2. Planchers en dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque mince et plane qui repose sur certain nombre d'appuis, leur pré-dimensionnement se fait suivant deux critères :

1. Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle hyperstatique avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle hyperstatique avec } \rho \geq 0.4$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_x : \text{ est la plus petite portée.} \\ L_y : \text{ est la plus grande portée du panneau de dalle} \end{cases}$$

2. Critère de coupe-feu

- ✓ $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Les différents types des panneaux des dalles pleines sont représentés sur les Figures précédentes des planchers ainsi que la (Figure II.3).

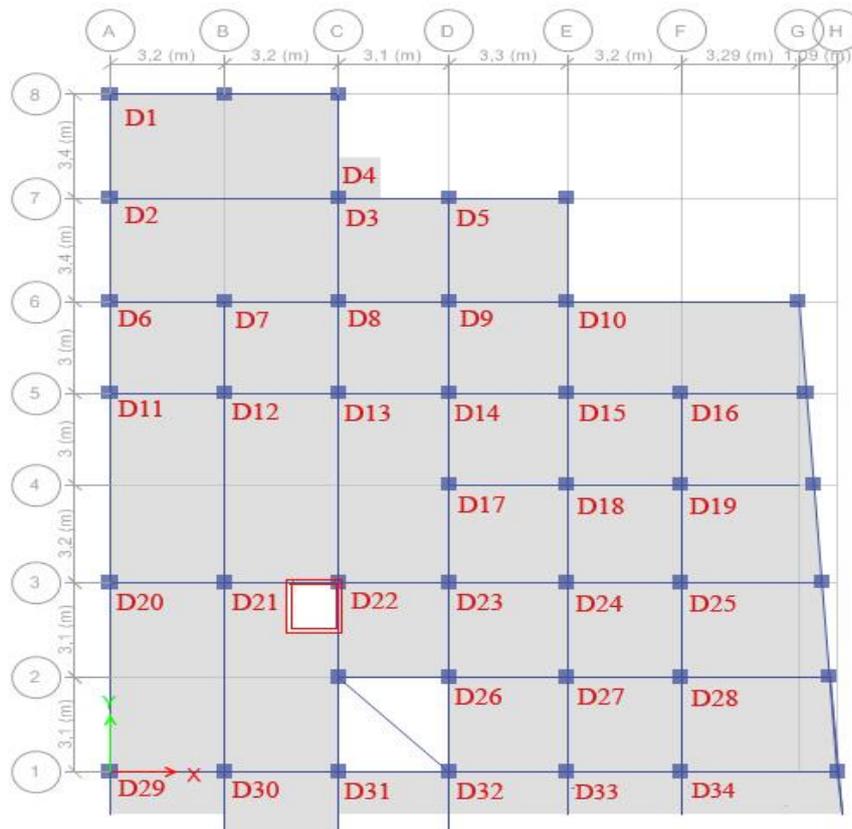


Figure II.3 Plancher RDC en dalle pleine.

II.2.2.1. Dalle sur quatre appuis (D1) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{6.1} = 0.51 > 0.4$$

$$\frac{310}{45} \leq e \leq \frac{310}{40} \Rightarrow 6.88\text{cm} \leq e \leq 7.75\text{cm}$$

II.2.2.2. Dalle sur deux appuis (D42) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.15}{2.95} = 0.72 > 0.4$$

$$\frac{215}{45} \leq e \leq \frac{215}{40} \Rightarrow 4.78\text{cm} \leq e \leq 5.38\text{cm}$$

II.2.2.3. Dalle sur trois appuis (D30) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.85}{2.90} = 0.63 > 0.4$$

$$\frac{185}{45} \leq e \leq \frac{185}{40} \Rightarrow 4.11\text{cm} \leq e \leq 4.62\text{cm}$$

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe- feu qui est déterminant. On adopte pour l'ensemble des dalles pleine et les balcons l'épaisseur $e = 13\text{cm}$.

II.2.3. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau a un autre, ils sont réalisés en béton armé. Dans notre structure on a un seul type d'escalier (**Figure II.4**).

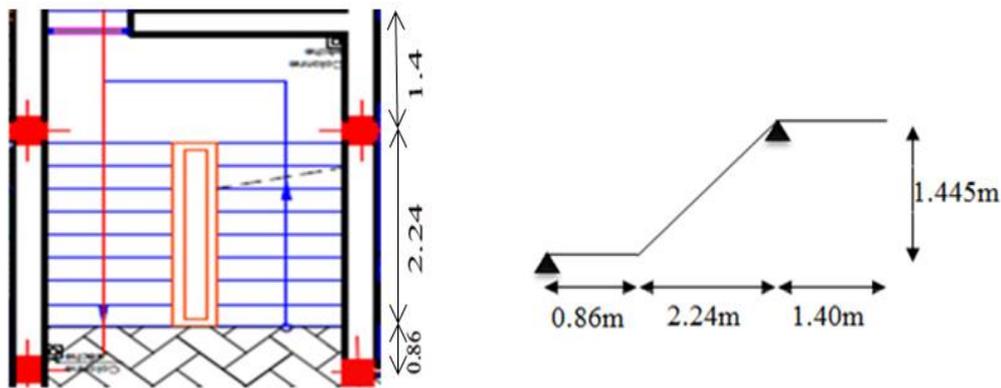


Figure II.4 Schéma statique de l'escalier.

Pour déterminer g et h on utilise la formule BLONDEL suivante :

$$0.59 < 2h + g < 0.64 \dots\dots\dots(1)$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad h = \frac{H_0}{n}$$

L_0 : longueur projetée de la volée

En remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

$$0.64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times 1.445 + 2.24) \times n + 2 \times 1.445 = 0$$

Après la résolution on trouve : $n=9 \Rightarrow \begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{2.24}{8} = 28\text{cm} \\ h = \frac{H_0}{n} = \frac{1.445}{9} = 16\text{cm} \end{cases}$

✓ **L'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec : } L = L_p + L_v$$

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.24^2 + 1.445^2} = 2.66m.$$

$$L = 2.66 + 0.86 = 3.53m$$

$$\frac{353}{30} \leq e \leq \frac{353}{20} \Rightarrow 11.77cm \leq e \leq 17.65cm, \quad \text{et } e \geq 11 \text{ cm}$$

Soit : **e = 13 cm**

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{1.445}{2.24} \Rightarrow \alpha = 32.82^\circ$$

II.2.4. Pré-dimensionnement des poutres :

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

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

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis, si on suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$:

$$L_{\max} = 649 - 30 = 619 \text{ cm} \quad \text{dans le sens principal ,et}$$

$$L_{\max} = 6.2 - 30 = 590 \text{ cm} \quad \text{dans le sens secondaire}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} b = 30cm \\ h = 45cm \end{cases} \quad \text{dans les deux sens}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20cm$
- ✓ $h \geq 30cm$
- ✓ $h/b = 45/30 = 1.5 < 4$ toutes les conditions sont vérifiées.

II.2.5. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, et vérifiées à la stabilité de forme et aux conditions du RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge.

- R.D.C et sous-sol : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 1^{ère}, 2^{ème} étage: $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.
- 3^{ème}, 4^{ème} étage: $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème}, 6^{ème} étage: $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- 7^{ème}, 8^{ème} étage et la cage d'ascenseur: $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.2.6. Les voiles :

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$
- ✓ $e > h_e / 20 \dots\dots\dots (2).$ **RPA (article 7.7.1)**
- ✓ $L > 4 e \dots\dots\dots (3).$

h_e : Hauteur libre du voile

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile

Les différentes dimensions des voiles sont données dans le tableau suivant :

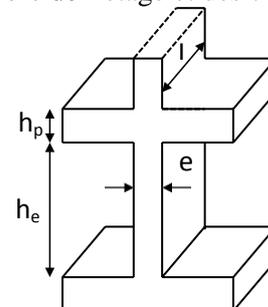


Figure. II.5. Hauteur libre de voile.

Tableau II.1. Dimensionnement des voiles.

Etage	h étage (m)	h libre (m)	$h_e/20$ (cm)	e adopté (cm)
Entre sol	2.6	2.3	11.5	15
Etage courant	2.89	2.59	12.95	15

II.3. Evaluation des charges et des surcharges sur les différents éléments :

a. Charges d'exploitation :

Tableau II.2. Charges d'exploitation des différents éléments.

Nature de plancher	Valeur de « Q » (KN/m ²)
Etage terrasse inaccessible	1
Etage courant	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

b. Charges permanentes :

Tableau II.3. Evaluation des charges sur planchers à corps creux (étage courant).

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Plancher en corps creux (16+4)	14.25	0.20	2.85
Enduit en mortier	18	0.015	0.27
Cloison de séparation	9	0.1	0.9
			4.82

Tableau II.4. Evaluation des charges des plancher à dalle pleine (RDC).

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.03	0.6
Mortier de pose	20	0.025	0.5
Sable fin	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.13	3.25
			4.89

Tableau II.5. Evaluation des charges sur la volée.

Désignation	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Poids propre	25	0.15	3.87
Poids propre des marches	22	0.08	1.76
Revêtement	Horz	0.02	0.44
	Vert	0.011	0.25
Mortier de pose	Horz	0.015	0.3
	Vert	0.0085	0.17
Enduit de plâtre	14	0.018	0.25
			7.04

Tableau II.6. Evaluation des charges sur le palier.

Désignation	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Poids propre	25	0.13	3.25
Revêtement	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.015	0.3
Enduit de plâtre	14	0.015	0.21
			4.2

Tableau II.7. Evaluation des charges des murs.

Type de murs	Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de Ciment	20	0.015	0.3
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire	/	0.05	/
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
				2.80

II.4. Descente de charge :

La descente de charge est effectuée pour les deux poteaux B3 et D2 (Figure II.1), qui nous semblent être les plus chargés, comme le bâtiment est à usage d'habitation le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la charge Q.

✓ **La loi de dégression des charges d'exploitation:**

On adaptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment).

- ✓ Sous la terrasse :Q₀
- ✓ Sous le dernier étage :Q₀+Q₁
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur :Q₀+0.95 (Q₁+Q₂)
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur :Q₀+0.90 (Q₁+Q₂+Q₃)
- ✓ Pour n≥5 :Q₀+ (3+n)/ (2n) × (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+.....+Q_n)

On a fait la Descente de charge pour les deux poteaux B3 et D2 et on a trouvés que le poteau B3 et le plus sollicité. Donc on présentera le calcul détaillé pour ce poteau.

✓ **Pour les niveaux 1 jusqu'à 8 :**

S1=S2=S3 =4.28m²

S4=0.7×1.75=1.225m²

S5=1.45m²

G_p : Poids du plancher due à la charge permanente

Q_p : Poids du plancher due à la charge d'exploitation

G_p= (S1+S2+S3+S4) × 4.82 + (S5×4.89) = 74.88KN

Q_p= (S1+S2+S3+S4+S5)×1.5 = 23.27KN

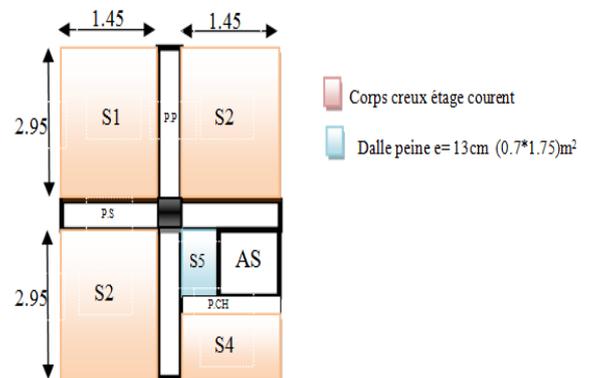


Figure. II.6. la surface afférente de l'étage courant.

✓ Pour le niveau 9 (terrasse) :

$$G_p = (S1+S2+S3+S4) \times 5.75 + (S5 \times 4.89) = 87.96 \text{KN}$$

$$Q_p = (S1+S2+S3+S4+S5) \times 1 = 15.52 \text{KN}$$

✓ Pour la dalle d'ascenseur :

$$S = 2.54 \text{m}^2$$

$$G_p = 9.53 \text{KN}$$

$$Q_p = 2.54 \text{KN}$$

✓ Pour le RDC :

Toutes les surfaces sont en dalle pleine (pas de poutre de chaînage).

$$S1 = S2 = S3 = 4.28 \text{m}^2$$

$$S4 = 4.28 - (1.75 \times 0.75) = 2.97 \text{m}^2$$

$$G_p = (S1+S2+S3+S4) \times 4.89 = 77.31 \text{KN}$$

$$Q_p = (S1+S2+S3+S4+S5) \times 1.5 = 23.72 \text{KN}$$

✓ Poids des poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{p.p} = 0.45 \times 0.3 \times 5.9 \times 25 = 19.91 \text{KN} \\ P_{p.s} = 0.45 \times 0.3 \times 2.9 \times 25 = 9.79 \text{KN} \\ P_{p.ch} = 0.20 \times 0.2 \times 1.45 \times 25 = 1.45 \text{KN} \end{array} \right.$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau (B3) sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau II.8. Descente de charge pour le poteau (B3).

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)
N10 (cage d'ascenseur)	Dalle pleine	9.53	
	poteaux (30*30)	6.50	
	PP+PS	29.7	2.54
	Total	45.73	2.54
N9	Venant de N10	45.73	
	Terrasse + P _{DP}	87.96	2.54
	poteaux (30*30)	6.5	15.52
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
Total	171.34	18.06	
N8	Venant De N9	171.34	
	poteaux (30*30)	6.5	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
Total	284.22	39.13	
N7	Venant de N8	284.22	
	poteaux (30*35)	7.59	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
Total	397.84	58.15	
N6	Venant de N7	397.84	
	poteaux (30*35)	7.59	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
Total	511.46	74.84	

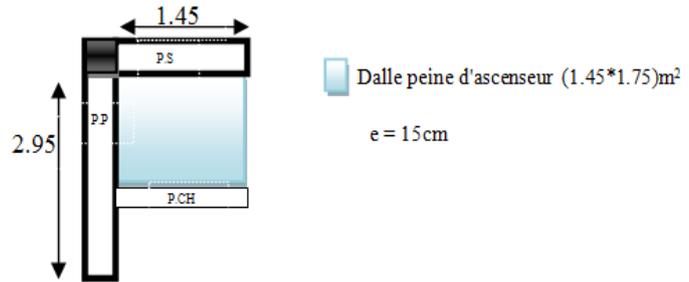


Figure. II.7. la surface afférente de la dalle d'ascenseur.

N5	Venant de N6	511.46	
	poteaux (35*35)	8.85	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
	Total	626.34	89.20
N4	Venant de N5	626.34	
	poteaux (35*35)	8.85	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
	Total	741.22	101.24
N3	Venant de N4	741.22	
	poteaux (35*40)	10.12	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
	Total	857.37	112.50
N2	Venant de N3	857.37	
	poteaux (35*40)	10.12	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher CC + Dp	74.88	23.27
	Total	973.52	125.46
N1	Venant de N2	973.52	
	poteaux (40*40)	11.56	
	P _P +P _S +P _{Ch}	31.15	
	Plancher cc + Dp	74.88	23.27
	Total	1091.11	135.47
N0	Venant de N1	1091.11	
	poteaux (40*40)	11.4	
	PP+PS	31.15	
	Plancher Dp	77.31	23.72
	Total	1210.97	148.87

II.4.1. Calcul de l'effort normal ultime :

A la base de poteau B3 on a :

$$N_G = 1210.97 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_Q = 148.87 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = \mathbf{1858.11 \text{ KN}}$$

D'après le BAEL91 (art B.8.1.1) l'effort Nu doit être majoré de :

{10% → portique a plusieurs travées.

{15% → portiques a deux travées.

⇒ Dans notre cas on majore Nu de 10%

$$\text{Donc : } N_u^* = 1.1 \times N_u \Rightarrow N_u^* = \mathbf{2043.92 \text{ KN}}$$

II.4.2. Les vérifications nécessaires:

✓ Vérification à la compression simple :

On doit vérifier à la base du poteau B3 :

Avec B : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u^*}{14.2} \Rightarrow B \geq \frac{2043.92 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.144 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.40 \times 0.40 = 0.16 \text{ m}^2 > B_{\text{cal}} = 0.144 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux du poteau **B3** :

Tableau II.19. Vérification des poteaux a la compression simple.

Poteaux	Section (cm ²)	Nu* (MN)	B (m ²)	B _{cal} (m ²)	Observation B > B _{cal}
Entre sol et RDC	40×40	2043.92	0.16	0.144	vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	35×40	1652.68	0.14	0.116	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	35×35	1267.75	0.1225	0.089	vérifié
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	30×35	883.004	0.105	0.062	vérifié
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étages et cage d'ascenseur	30×30	486.63	0.09	0.034	vérifié

✓ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l₀ : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

✓ **Vérification au flambement pour le poteau du RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (2.89 - 0.2) = 1.883m$$

$$B = 0.4 \times 0.4 = 0.16m^2$$

$$I = \frac{0.40 \times 0.40^3}{12} = 0.213 \times 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.213 \times 10^{-2}}{0.16}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{1.883}{0.115} = 16.37 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.6}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.82$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{2043.92 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.113 m^2$$

Or nous avons : $B_r = (40 - 2) \times (40 - 2) \times 10^{-4} = 0.144 m^2$
 $0.144 m^2 > 0.113 m^2$ condition vérifiée.

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Tableau. II.10. vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu* (KN)	Section (m ²)	Condition $B_r > B_r$ calculé		Observation
			B_r (m ²)	B_r calculé (m ²)	
Entre-sol et RDC	2043.92	40 × 40	0.144	0.109	vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étages	1652.68	35 × 40	0.1254	0.091	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	1267.75	35 × 35	0.1089	0.071	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	883.004	30 × 35	0.0924	0.049	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étages et cage d'ascenseur	486.63	30 × 30	0.0784	0.027	vérifiée

II.5. Conclusion pour le pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement se fait selon les exigences du pré-dimensionnement données par le RPA99 V2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d’avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

a. Les éléments non structuraux :

- ✓ Hauteur du plancher a corps creux : $h_t = (16+4)$ cm.
- ✓ L’épaisseur de l’escalier palier et volée : $e = 13$ cm.
- ✓ L’épaisseur de la dalle pleine : $e = 13$ cm.
- ✓ L’épaisseur de balcon : $e = 13$ cm.

b. Les éléments structuraux :

- ✓ **Les voiles :** { Entre sol $e = 15$ cm.
Etages courants $e = 15$ cm.
- ✓ **Les poutres :** { Poutres principales (30×45) cm².
Poutres pecondaires (30×45) cm².
- ✓ **Les poteaux :**
 - R.D.C et sous-sol : $(b \times h) = (40 \times 40)$ cm².
 - 1^{ère}, 2^{ème} étage: $(b \times h) = (35 \times 40)$ cm².
 - 3^{ème}, 4^{ème} étage: $(b \times h) = (35 \times 35)$ cm².
 - 5^{ème}, 6^{ème} étage: $(b \times h) = (30 \times 35)$ cm².
 - 7^{ème}, 8^{ème} étage et la cage d’ascenseur: $(b \times h) = (30 \times 30)$ cm².

II.6. Calcul des planchers :

II.6.1. Calcul des planchers à corps creux :

Le calcul des planchers à corps creux revient à ferrailer principalement les poutrelles et forfaitairement la dalle de compression.

II.6.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continues.

✓ Méthodes de calcul utilisées en béton armé :

Les méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutres continues en béton armé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

a). Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91):

1. Domaine d'application (B.6.210):

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- ✓ plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- ✓ le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- ✓ le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- ✓ fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

✓ Valeurs des moments:

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b.
$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_0 : moment max dans la travée isostatique correspondante.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

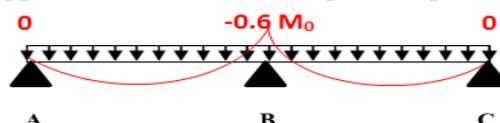


Figure II.8. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

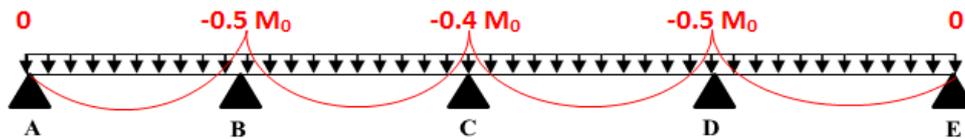


Figure. II.9. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

- **Remarque :** Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \max(M_0^1, M_0^n)$

✓ **Evaluation de l'effort tranchant:**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- ✓ 15% si c'est une poutre à deux travées.
- ✓ 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

b). Méthode Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91):

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot.

✓ **Calcul des moments :**

a. Moment en travée

$$M_i(x) = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = q \cdot \frac{x}{2}(l - x) \quad , \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

b. Moment en appuis :

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} l_g \text{ et } l_d \text{ Longeurs fictives.} \\ q_g \text{ et } q_d \text{ Chargement a gauche et droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$l' = \begin{cases} 0.8 L & \text{Travée intermédiaire} \\ L & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

c). L'effort tranchant à l'appui « i » :

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec : $\begin{cases} M_d & \text{Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.} \\ M_g & \text{Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.} \\ l & \text{portée de la travée.} \end{cases}$

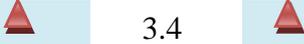
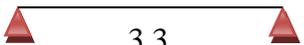
- **Remarque :** Si le plancher est surcharge modérée et l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot minorée.

Elle consiste à appliquer un coefficient minorateur sur G ($G' = \frac{2}{3} G$) pour le calcul des moments sur appuis, les moments en travées sont calculés avec G.

d). Les différents types de poutrelles :

D'après la disposition choisie (Figures II 1, 2, 3, 4, 5) on obtient les différents types suivantes :

Tableau II.11. Différents types des poutrelles.

Types	Schéma statiques des poutrelles	Méthode adoptée
Type 1		/
Type 2		forfaitaire
Type 3		forfaitaire
Type 4		/
Type 5		forfaitaire
Type 6		Caquot
Type 7		forfaitaire
Type 8		/
Type 9		caquot
Type 10		caquot
Type 11		forfaitaire
Type 12		forfaitaire
Type 13		/

La poutrelle la plus défavorable dans les différents planchers est au niveau de balcon de l'étage 1 (**type10**) : On l'adapte comme exemple de calcul et de ferrailage. la démarche reste identique pour les autre types

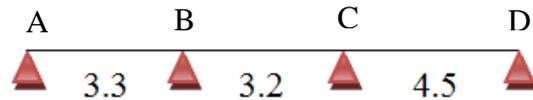
$$G = 4.82 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = (1,35 \times 4.82 + 1,5 \times 3,5) \times 0,65 = 7.64 \text{ KN/ml.} \\ q_s = (4.82 + 3,5) \times 0.65 = 5.41 \text{ KN/m} \end{cases}$$

e). Calcul des sollicitations maximales:

On voit que la 2ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite ce qui nous conduit à l'application de la méthode de Caquot minorée.

- ✓ $Q \leq \text{Min} (2 \times 4.82 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$vérifiée.
- ✓ $L_i / l_{i+1} = 3.2/4.5 = 0.71 \notin [0.8 : 1.25]$n'est pas vérifiée.
- ✓ $I = \text{constant}$vérifiée.
- ✓ $F.P.N$vérifiée.



$$G' = \frac{2}{3}G = 3.21 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \begin{cases} q'_u = 6,23 \text{ KN/m} \\ q'_s = 4,36 \text{ KN/m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments aux appuis:**

• **Appuis de rives :**

Au niveau des appuis de rive, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(Art 7.10.a) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis. Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{\text{rive}} = -0,15 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{CD}) \Rightarrow M_0 = -15,77 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_A^u = M_D^u = -2,37 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_D^s = -1,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Appui intermédiaire :**
$$M_a = -\frac{q_u \times (l'_g + l'_d)^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Appui B :
$$\begin{cases} l'_g = 3,3 \text{ m (T rive).} \\ l'_d = 0,8 \times 3,2 = 2,56 \text{ m (T int).} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_B^u = -6,59 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -4,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui C :
$$\begin{cases} l'_g = 0,8 \times 3,2 = 2,56 \text{ m (T int).} \\ l'_d = 4,5 \text{ m (T rive).} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_C^u = -11,20 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -7,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments en travées :**

On prend la totalité de G

• **Travée AB:**

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l} = \frac{3,3}{2} - \frac{6,59}{7,64 \times 3,3} = 1,39 \text{ m} \text{ Avec } M_g = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{7,64 \times 1,39}{2} \times (3,3 - 1,39) = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 10,14 - 6,59 \times \frac{1,39}{3,3} \\ M_t^s = 10,14 - 4,61 \times \frac{1,39}{3,3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 7,36 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 8,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Travée BC :** $x = 1,41 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 1,01 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,78 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Travée CD :** $x = 2,57 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^u = 14,14 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 10,05 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

on a,
$$V_i = \pm q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Travée AB:
$$\begin{cases} V_A = \frac{7,69 \times 3,3}{2} - \frac{6,59}{3,3} = 10,61 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{7,64 \times 3,3}{2} - \frac{6,59}{3,3} = 14,6 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC:
$$\begin{cases} V_B = 10,78 \text{ KN} \\ V_C = 13,66 \text{ KN} \end{cases} ; \text{ Travée CD: } \begin{cases} V_C = 19,68 \text{ KN} \\ V_D = -14,70 \text{ KN} \end{cases}$$

Les sollicitations maximales sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.12. Les sollicitations maximales dans le type 10.

	ELU	ELS
$M_a^{rive} (KN.m)$	-2.37	/
$M_a^{int} (KN.m)$	-11.20	-7.84
$M_t (kn.m)$	14.14	10.05
$V^{MAX} (kn)$	19.68	

II.6.1.2. Ferrailage des poutrelles:

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

$$b=65\text{cm}; \quad b_0=10; \quad h=20\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}.$$

✓ **Calcul à l'ELU:** Le calcul des armatures se fait pour une section en T à la flexion simple avec les sollicitations maximale

• Ferrailage en travée

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,059 \text{ MN.m} > M_t = 0,01414 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01414}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0472 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0472} \right] = 0,06$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,06) = 0,175 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,01414}{0,175 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec le } A_t$$

✓ Ferrailage aux appuis :

• Appuis intermédiaire :

$$M_a^{int} = -11,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11,20 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,24$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,24} \right] = 0,35$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,35) = 0,154 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} = \frac{11,20 \times 10^{-3}}{0,154 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} = 2.08 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On ferraille avec le } A_a^{\text{int}}$$

• **Appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_a^{\text{inter}} = A_a^{\text{inter}} \\ M_a^{\text{rive}} = A_a^{\text{rive}} \end{cases} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}} \cdot A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}}$$

$$\Rightarrow A_a^{\text{rive}} = 0.43 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{1HA12=1.13 \text{ cm}^2}$$

✓ **Vérifications à l'ELU :**

• **Vérification de rupture par cisaillement :**

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

$$\tau_u = 19.68 \times 10^{-3} / (0.1 \times 0.18) = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Ferraillage transversal :**

Diamètre des armatures transversales.

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ On adopte **2 ϕ 6 = 0,57 cm²(un étrier)**

✓ **Espacement (St)**

- 1) $St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$
- 2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$
- 3) $St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 29.43 \text{ cm}$

D'où : **St = 15 cm** \Rightarrow on choisit un étrier **ϕ 6** chaque **15 cm**

✓ **Vérification de la jonction table nervure :**

La contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_1^u = 1.28 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_1^u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**

• **Appui de rive**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 19.68 \times 10^{-3} = 0.57$$

Avec: $A_l^{\min} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

$2.36 \text{ cm}^2 > 0.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

• **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(19,68 \times 10^{-3} - \frac{11,9 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,55 \times 10^{-4} < 0$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de l'écrasement de la bielle de béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec : } a = \min(0,9d ; (\text{largeur de l'appuis} - 4)\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

Ce qui donne : $19,68\text{KN} < 108,135\text{KN} \Rightarrow$ pas de risque d'écrasement de la bielle de béton sous l'effort tranchant.

✓ **Vérifications à l'ELS :**

✓ **Etat limites de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

a. En travée :

$$M_t = 10,05 \text{ KN}$$

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 2,44 \times 10^{-5} > 0 \Rightarrow H > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la table de compression, calcul comme une section rectangulaire (b x h).

✓ **Calcul de y et I :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 35,4 y - 637,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289,98 \Rightarrow y = 3,92\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,92)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 3,92)^2 \Rightarrow I = 8323,04\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10,05 \times 10^{-3}}{8323,04 \times 10^{-8}} \times 3,92 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Pas d'ouverture}$$

des fissures du béton.

b. En appui intermédiaire :

Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

✓ **Calcul de y et I :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 23,55 y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,56 \Rightarrow y = 8,17\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (8,17)^3}{3} + 15 \times 2,26(18 - 8,17)^2$$

$$I = 5093,51\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,84 \times 10^{-3}}{5093,51 \times 10^{-8}} \times 8,17 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Pas d'ouverture}$$

fissures du béton.

✓ **État limite de déformation :**

• **Vérifications de la flèche:**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \dots\dots\dots (1) \\ A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} \dots\dots\dots (2) \\ L < 8 \text{ m} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right. \quad (1) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{450} = 0.044 \\ \frac{M_t}{15 M_0} = 0.048 \\ 0.048 > 0.044 \end{array} \right.$$

⇒ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article B.6.5, 2 des Règles BAEL91:

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{ij})$$

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{ip} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Dans notre cas ($L < 5\text{m}$), la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{l}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9\text{cm} = 9 \text{ mm}$

• **Remarque :**

Les différents moments M_{ser}^i, M_{ser}^j et M_{ser}^k sont calculés avec la méthode de Caquot minorée sous les différents chargements.

✓ **Caractéristiques de la section :**

$E_v = 10818.86 \text{ MPa} ; \quad E_i = 32456.6 \text{ MPa} ; \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2 ; \quad Y = 3.92 \text{ cm}$

• **Calcul de y_G et I_0 :**

$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = \frac{b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + b_0(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15Ad + 15A'd'}{b \cdot h_0 + b_0(h-h_0) + 15A + 15A'} \quad \text{Avec : } A' = 0$$

$$y_G = \frac{65.4 \cdot \frac{4}{2} + 10(20-4)\left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + 15 \times 2.36 \times 18}{65.4 + 10(20-4) + 15 \times 2.36} \Rightarrow y_G = 6.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_G)^2 + 15A'd'^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 6.76^3}{3} + \frac{10(20-6.76)^3}{3} - \frac{(65-10)(6.76-10)^3}{3} + 15 \times 2.36(18-6.76)^2 \Rightarrow I_0 = 18530.91 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 10}{65}\right) \times 0.013} = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.31$$

• **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements :**

• **Remarque :** Les différents moments M_{ser}^i, M_{ser}^j et M_{ser}^k sont calculés avec la méthode de Caquot minorée sous les différents chargements.

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$x_0 = 2.57\text{m}$ (page 28)

Sous G : $q = q_g = 2.09 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_a^g = 3.76 \text{ KN.m} \\ M_t^g = 6.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

Sous j : $q = q_j = 2.65 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_a^j = 2.23 \text{ KN.m} \\ M_t^j = 5.61 \text{ KN.m} \end{cases}$

Sous p : $q = q_p = 4.11 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_a^p = 0.784 \text{ KN.m} \\ M_t^p = 10.05 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Contraintes**(σ_{st}) :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times 6.15 \times \frac{(18-3.92)}{I} = 156.09 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times 5.61 \times \frac{(18-3.92)}{I} = 142.38 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times 10.05 \times \frac{(18-3.92)}{I} = 255.08 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ **Calcul de** (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 156.09 + 2.1}\right) = 0.64 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 142.38 + 2.1}\right) = 0.61 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 255.08 + 2.1}\right) = 0.76 \end{cases}$$

✓ **Calcul des Inerties fictives (If) et évaluation des flèches :**

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 18530.91}{1 + 3.28 \times 0.64} = 6.58 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 18530.91}{1 + 3.28 \times 0.61} = 6.78 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 18530.91}{1 + 3.28 \times 0.76} = 5.85 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 18530.91}{1 + 1.31 \times 0.64} = 1.11 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 6.15 \times \frac{4.5^2}{10 \times 10818.86 \times 1.11 \times 10^{-4}} = 10.37 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 5.61 \times \frac{4.5^2}{10 \times 32456.6 \times 6.78 \times 10^{-5}} = 5.16 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 10.05 \times \frac{4.5^2}{10 \times 32456.6 \times 5.85 \times 10^{-5}} = 10.71 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 6.15 \times \frac{4.5^2}{10 \times 32456.6 \times 6.58 \times 10^{-5}} = 5.82 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (10.37 - 5.16) + (10.71 - 5.82)$$

$\Delta f = 10.10 \text{ mm} > f_{adm} = 9 \text{ mm}$ la flèche n'est pas vérifiée.

On doit augmenter la section de ferrailage, on choisit 2HA12+1HA10=3.05cm² et on revérifier la Flèche. Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau II.13. Vérification de la flèche après l'augmentation de la section de ferrailage.

A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	I (m ⁴)	σ (MPa)			λ_v	λ_i	M		
			σ_g	σ_j	σ_p			μ_g	μ_j	μ_p
3.05	4.28	1.03×10^{-4}	121.28	111.1	199.05	2.517	1	0.654	0.618	0.76
y (cm)	y _G (cm)	I ₀ (m ⁴)	I _f (cm ⁴)				f _i (mm)			
			I _{f_{gv}}	I _{f_{gv}}	I _{f_{ji}}	I _{f_{pi}}	f _{gv}	f _{gi}	f _{ji}	f _{pi}
4.39	7	1.98×10^{-4}	1.3×10^{-4}	8.30×10^{-5}	8.52×10^{-5}	7.45×10^{-5}	8.7	4.6	4.1	8.4

$\Delta f = 8.4 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage : le ferrailage résumé et détaillé sur l'ANNEXE 6 (Figure 1).

II.6.1.3. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4.I_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où on adopte : un treillis soudé TS Φ5 150×150 qui vérifie les sections calculées.

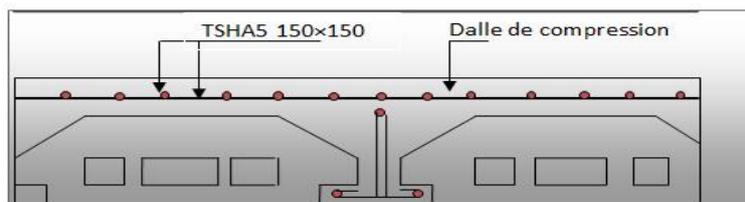


Figure.II.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.6.2. Etude des dalles pleines :

II.6.2.1. Etude de la Dalle sur quatre appuis (Panneau D1 de RDC) :

$L_x = 3.10\text{m}$; $L_y = 6.10\text{m}$ $\Rightarrow \rho = 0.51 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des sollicitations :**

✓ **A l'ELU :**

On a : $G = 4.89 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $qu = (35G + 1.5Q) \rightarrow qu = 8.85 \text{ KN/m}^2$

✓ **Calcul des moments (en supposant la dalle simplement appuyée) :**

Pour : $\rho = 0.51$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8.09 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2.02 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe I})$$

✓ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

Comme la dalle est partiellement encastree dans ces appuis les moments M_0 calculés doivent etre corrigés comme suit selon le BAEL :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ En travée : } & M_{travée} \begin{cases} 0.85M_0 & \rightarrow \text{travée de rive.} \\ 0.75M_0 & \rightarrow \text{travée intermédiaire.} \end{cases} \\ \checkmark \text{ En appuis : } & M_{appui} \begin{cases} -0.3M_0 & \rightarrow \text{appui de rive.} \\ -0.5M_0 & \rightarrow \text{appui intermédiaire.} \end{cases} \end{aligned}$$

✓ **En travée :**

$$M_t^x = 0.85 \times 8.09 = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 2.02 = 1.72 \text{ KN.m}$$

✓ **En appui de rive :**

$$M_{a,rive}^x = M_{a,rive}^y = -0.3 \times 8.09 = -2.43 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_s = (G+Q) \Rightarrow q_s = 6.39 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des moments isostatiques :** les resultats obtenus sont representés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Moments isostatiques à l'ELS.

ρ	μ_x	μ_y	$M_0^x(\text{KN.m})$	$M_0^y(\text{KN.m})$	$M_t^x(\text{KN.m})$	$M_t^y(\text{KN.m})$	$M_{a,rive}^{x,y}(\text{KN.m})$
0.51	0.0987	0.3758	6.06	2.28	5.16	1.94	-1.81

✓ **Ferraillage en travée:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

✓ **Sens x-x :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$b = 100\text{cm} ; f_{bu} = 14.2\text{MPa} ; d = e - c = 13 - 2 = 11\text{cm} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

$$M_t^x = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} ; \mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0.040$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.391$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($\hat{A} = 0$).

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0511$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.107\text{m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} \times Z} = 1.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité A_{min} :**

$$e \geq 12 \text{ cm} \Rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \cdot e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.51) \times 1 \times 0.13 = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t > A_x^{min} \Rightarrow \text{Soit : } A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible $\rightarrow S_t \leq \min(3e; 33) \text{ cm}$
 $\Rightarrow S_t \leq \min(39; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$.

✓ **Sens y-y :**

Tableau II.15. Ferrailage en travée dans le sens y-y.

$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	$z(m)$	$A_t^y (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_t^{\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
1.72	0.010	0.0126	0.109	0.45	1.04	3HA8=1.51	33

✓ **Ferrailage aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 2.27 \text{ KN.m}$$

Tableau II.16. Ferrailage aux appuis.

$M_a(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	$z(m)$	$A_a (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
-2.27	0.014	0.0178	0.0109	0.64	3HA8=1.51	33

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

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{8.85 \times 3.1}{2} \times \frac{6.1^4}{3.1^4 + 6.1^4} \Rightarrow V_u = 12.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.85 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.117 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.117 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc on n'a pas besoin d'utiliser les armatures transversales.

Et aussi les armatures transversales ne sont pas nécessaire si la dalle est bétonnée son reprise

✓ **A ELS :**

La vérification de la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$A_x = 2.36 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 11 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50 y^2 + 35.4 y - 389.4 = 0 \Rightarrow y = 2.46 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 = \frac{100}{3} 2.46^3 + 15 \times 2.36 (11 - 2.46)^2 = 3078.01 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.16 \times 2.46}{3078.01} = 4.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Tableau II.17. Les vérifications à l'ELS.

		$M_s (\text{KN.m})$	$Y (\text{cm})$	$I (\text{cm}^3)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
Travée	x-x	5.16	2.46	3078.01	$4.12 \leq 15$	Vérifiée
	y-y	1.94	2.02	2101.3	$1.86 \leq 15$	Vérifiée
Appui		-1.81	2.02	2101.3	$1.74 \leq 15$	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.13}{3.1} = 0.0419 < 0.0425 \dots\dots\dots non\ vérifiée. \\ \frac{2.36}{100 \times 11} = 0.0021 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots vérifiée. \\ l = 6.1\ m \leq 8\ m \dots\dots\dots vérifiée. \end{cases}$$

Puisque la condition de la flèche n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

✓ **Sollicitations :**

$$\text{Sens xx : } \begin{cases} M_j = 2.60\ KN/m \\ M_g = 3.90\ KN/m \\ M_p = 5.10\ kN/m \\ A_l = 2.36\ cm^2/ml \end{cases} \quad \text{Sens yy : } \begin{cases} M_j = 0.98\ KN/m \\ M_g = 1.47\ KN/m \\ M_p = 1.92\ kN/m \\ A_l = 1.53\ cm^2/ml \end{cases}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul (Idem aux poutrelles, sauf ici la section est rectangulaire).

Tableau II.18. Résultats de calcul de la flèche.

Sens	$f_{gv} (mm)$	$f_{ji} (mm)$	$f_{pi} (mm)$	$f_{gi} (mm)$	$Af \leq f_{adm} (mm)$	Observation
x-x	1.66	0.37	1.17	0.52	1.9 < 6.2	vérifiée
y-y	2.44	0.54	1.07	0.82	2.15 < 11.1	vérifiée

II.6.2.2. Etude de la Dalle sur deux appuis perpendiculaire (Panneau D42 balcon de 8^{ème} étage) :

$L_x = 2.15m$; $L_y = 2.95m \Rightarrow \rho = 0.73 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille Dans les deux sens.

$G = 4.89\ KN/m^2$ $Q = 3.5\ KN/m^2$ $P_u = 11.85\ KN/m^2$ $P_s = 8.39\ KN/m^2$ *F.N*

Par un calcul similaire, on trouve :

$$\begin{aligned} \text{A ELU : } & \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 3.54\ KN.m \\ M_0^y = 1.70\ KN.m \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 3.01\ KN.m \\ M_t^y = 1.43\ KN.m \end{cases} \quad M_a^x = M_a^y = -1.06\ KN.m \\ \text{A ELS : } & \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 2.75\ KN.m \\ M_0^y = 1.70\ KN.m \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 2.33\ KN.m \\ M_t^y = 1.44\ KN.m \end{cases} \quad M_a^x = M_a^y = -0.82\ KN.m \end{aligned}$$

Le ferrailage et résumé dans les tableaux suivant :

Tableau II.19. Tableau des ferrailages de la dalle D42.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	x-x	2.33	0.0176	0.022	0.109	0.80	1.18	4HA8=2.01	25
	y-y	1.43	0.0084	0.0105	0.109	0.37	1.04	4HA8=2.01	25
Appuis		-1.06	0.0062	0.0078	0.109	0.28	1.18	4HA8=2.01	25

✓ **Schéma de ferrailage :** le ferrailage résumé et détaillé sur l'ANNEXE 6 (Figure 2).

✓ **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU:**

$V_u = 9.94\ KN$

$\tau_u = 0.09\ MPa < 1.17\ MPa \Rightarrow$ Donc on n'a pas besoin d'utiliser les armatures transversales.

✓ **Vérification des contraintes à L'ELS:**

Les vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.20. Les vérifications à l'ELS.

		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ³)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	x-x	2.33	2.29	2687.6	$1.99 \leq 15$	Vérifiée
	y-y	1.44	2.29	2687.6	$1.23 \leq 15$	Vérifiée
Appui		-0.82	2.29	2687.6	$0.70 \leq 15$	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{0ser}^y}; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.13}{2.15} = 0.060 > 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ 1.81 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ l = 2.95m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.6.2.3. Etude de la Dalle sur trois appuis (panneau D30 balcon de RDC) :

$L_x = 1.85$ m ; $L_y = 2.9$ m $\rho = 0.64 > 0.4$ la dalle travaille Dans les deux sens.

$G = 4.89$ KN/m² $Q = 3.5$ KN/m² $P_u = 11.85$ KN/m² $P_s = 8.39$ KN/m² F.N

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 12.04 \text{ KN. m} \\ M_0^y = 11.01 \text{ KN. m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 10.24 \text{ KN. m} \\ M_t^y = 9.35 \text{ KN. m} \end{array} \right. \quad M_a^x = M_a^y = 3.61 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.21. Tableau de ferrailage de la dalle D30.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	10.24	0.0597	0.077	0.107	2.76	1.23	4HA8=2.01	25
	y-y	9.35	0.0545	0.0701	0.107	2.52	1.04	4HA8=2.01	25
Appuis		3.61	0.0210	0.0266	0.108	0.95	1.23	4HA8=2.01	25

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = 9.40$ KN

$\tau_u = 0.085$ MPa < 1.17 MPa \Rightarrow Donc on n'a pas besoin d'utiliser les armatures transversales.

✓ Vérification des contraintes :

Les vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.22. Tableau de vérification des contraintes.

		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ³)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	x-x	7.24	2.29	2687.6	$6.17 \leq 15$	Vérifiée
	y-y	6.62	2.29	2687.6	$5.64 \leq 15$	Vérifiée
Appui		-2.55	2.29	2687.6	$2.18 \leq 15$	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{oser}^y}; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.13}{1.85} = 0.07 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ 1.81 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ l = 2.9m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.7. Etude des escaliers :

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier à deux volées identique pour tous les étages la coupe de la cage d'escalier et le schéma statique détaillé sur la Figure II.4 page 15

✓ **La charge permanente sur la volée d'escalier :** $\begin{cases} G_v = 7.04 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

✓ **La charge permanente sur le palier d'escalier :** $\begin{cases} G_p = 4.20 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ P_{mur} = 2.80 \text{ KN} \end{cases}$

II.7.1. Calcul des sollicitations :

La charge qui revient sur la volée et les paliers :

A l'ELU : $\begin{cases} q_v = 1.35 G_v + 1.5 Q = 13.25 \text{ KN/m} \\ q_p = 1.35 G_p + 1.5 Q = 9.42 \text{ KN/m} \end{cases}$ A l'ELS : $\begin{cases} q_v = G_v + Q = 9.54 \text{ KN/m} \\ q_p = G_p + Q = 6.70 \text{ KN/m} \end{cases}$

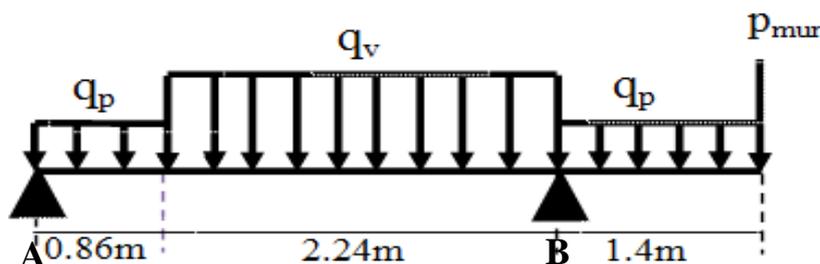


Fig. II.11. Schéma statique de l'escalier des étages courants.

II.7.2. Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, On trouve

ELU : $\begin{cases} R_a = 13.02 \text{ KN} \\ R_b = 41.73 \text{ KN} \\ V_{max} = 23.47 \text{ KN} \\ M_{max}^t = 8.62 \text{ KN.m} \end{cases}$ ELS : $\begin{cases} R_a = 9.30 \text{ KN} \\ R_b = 30.01 \text{ KN} \\ V_{max} = 16.89 \text{ KN} \\ M_{max}^t = 6.17 \text{ KN.m} \end{cases}$

II.7.3. Calcul des armatures principales :

✓ **À l'ELU :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h) Avec :

b = 100cm h = 13cm d = 11cm

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.23. Ferrailage de la volée

	$M_t(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calcul}^t (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A_s \text{adopté}(cm^2)$
En Travée	8.62	0.050	0.064	0.107	2.31	1.33	4HA10=3.14
En Appui	14.52	0.084	0.110	0.105	3.97	1.33	4HA12=4.52

$A_{calcul}^t > A^{min}$ donc on ferraille avec le A_{calcul}^t

II.7.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \tau^{adm}, \quad V_u^{max} = 23.47KN \Rightarrow \tau_u = \frac{23.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.213MPa$$

$$\tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 MPa$$

$\tau_u < \tau^{adm} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.7.5. Armatures de répartitions :

✓ En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.05 \frac{cm^2}{ml}$ on choisit 3HA8/ml = 1.51cm²/ml $s_t = 33 cm$

✓ En Appuis: $A_a \geq \frac{A_a}{3} = \frac{4.52}{43} = 1.51 \frac{cm^2}{ml}$ on choisit 4HA8 = 2.01 $\frac{cm^2}{ml}$ $s_t = 25cm$

II.7.6. Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

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

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.24: Vérification de l'état limite de compression du béton.

	$M_{ser}(KN.m)$	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	6.17	0.035	6.20.10 ⁻⁵	3.54 < 15	Vérifiée
Appui	10.48	0.032	5.22.10 ⁻⁵	6.51 < 15	Vérifiée

II.7.7. Vérifications de la flèche:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.058 < 0.063$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche. La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \quad f_{adm} = \frac{310}{500} = 0.62cm = 6.2 mm$$

Les Sollicitations :
$$\begin{cases} M_j = 3.84 \text{ KN/m} \\ M_g = 6.75 \text{ KN/m} \\ M_p = 9.30 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau II.25: Vérification de l'état limite de compression du béton

$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f^{adm}(\text{mm})$	Observation
0.063	0.16	0.3	0.39	0.47	6.2	Vérifier

$\Delta f = 8.4 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée.

II.8. Poutre palière :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

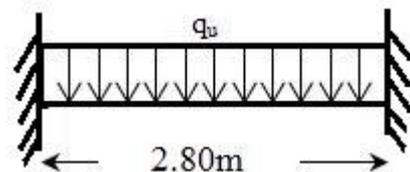
- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.

II.8.1. Dimensionnement :

✓ Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm}$$

On respectant les conditions RPA, on prend : $\begin{cases} h = 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$



II.8.2. Calcul de la poutre palière :

✓ Charge revenant à la poutre palière :

Figure II.12. Schéma statique de la poutre palière.

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU: R_b = 41.73 \text{ KN/ml.} \\ ELS: R_b = 30.01 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

Alors : $\begin{cases} q_u = (1.35 * 2.25) + 41.73 = 44.77 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.25 + 30.01 = 32.26 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

✓ Sollicitations :

$M^{max} = \frac{q l^2}{8}$, $V^{max} = \frac{q * l}{2}$ Les moments max sont représentés dans le tableau suivant :

ELU : $\begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_u = 0.85 M^{max} = 37.29 \text{ KN. m} \\ \text{aux appuis} \Rightarrow M_a = -0.5 M^{max} = -21.93 \text{ KN. m} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} \text{en travée} \Rightarrow M_s = 0.85 M^{max} = 26.87 \text{ KN. m} \\ \text{aux appuis} \Rightarrow M_a = -0.5 M^{max} = -15.80 \text{ KN. m} \end{cases}$

II.8.3. Ferrailage à la flexion simple :

Le calcul a donné les résultats suivants :

Tableau II.2. Ferrailage de la poutre palière.

	M_t (KN. m)	μ_{bu}	α	$z(\text{m})$	A calculé (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A_{s\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En Travée	37.29	0.11	0.148	0.263	4.06	4.50	3HA14=4.62
En Appui	21.93	0.06	0.084	0.28	2.32		3HA14=4.62

✓ **Armature longitudinale:**

BAEL: $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.01 \text{ cm}^2$

RPA: $A_{min} = 0.5\% b h = 4.50 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures Transversale :**

Les armatures transversales sont calculées à partir de la flexion et la torsion.

✓ **A la flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b d} = 0.279 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.325 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

✓ **A la torsion :**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e), \quad e = b/6.$$

Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 625 \text{ cm}^2$.

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 100 \text{ cm}.$$

Le moment de torsion à prendre est le moment max à l'appui

$$M_{tor} = \frac{Ma.L}{2} = 20.32 \text{ KN.m}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad (\text{FPN})$$

✓ **Contrainte résultante :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 3.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifier}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

✓ **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{20.32 \times 10^{-3} \times 100 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 400} \Rightarrow A_l = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad \text{On fixe } t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.93 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage a la flexion : $\begin{cases} A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 4.50 \text{ cm}^2 \end{cases}$
- Ferrailage a la Torsion: $\begin{cases} A_{long} = 4.67 \text{ cm}^2 \\ A_{tran} = 0.93 \text{ cm}^2 \end{cases}$

II.8.4. Ferrailage final de la poutre palière :

✓ **Armatures longitudinales:** $A = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2}$

En Travée : $A_t = 5.08 \text{ cm}^2$

En Appuis: $A_a = 5.08 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales:**

$$A = A_t \text{ flexion} + A_t \text{ torsion} \quad A_t = 1.53 \text{ cm}^2$$

Le choix de ferrailage :

En Travée : $A_t = 5.08 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

En Appuis : $A_a = 5.08 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

$A_t = 2.26 \text{ cm}^2 = \text{un cadre } \varnothing 8 + \text{étrier } \varnothing 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage : le ferrailage résumé et détaillé sur l'ANNEXE 6 (Figure 3).

II.9. Etude de la poutre de chaînage :

II.9.1. Définition :

C'est une ceinture en béton armé intégrée pour l'ensemble des mur d'une construction pour les rendre solidaires a celle-ci

II.9.2. Dimensionnement :

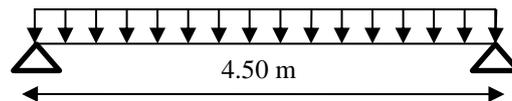


Figure II.13 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

On a : $L = 4.5 - 0.3 = 4.20 \text{ m}$.

Selon la condition de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h_t \leq 42$$

Le RPA exige $\begin{cases} h_t \geq 15\text{cm} \\ b > \frac{2h}{3} \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} h_t = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

II.9.3. Calcul des sollicitations :

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumis à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

✓ Poids propre de la poutre : $P_{poutre} = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$

✓ Poids du mur : $P_{mur} = 2.7 \times (3.06 - 0.35) = 6.856 \text{ KN/m}$

Donc on aura : $G = P_{mur} + P_{poutre} = 9.481 \text{ KN/m}$

$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 9.481 = 12.799 \text{ KN/m}$

$q_s = G = 9.841 \text{ KN/m}$

✓ Calcul à l'ELU :

$M_t^0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.799 \times (4.4)^2}{8} = 30.973 \text{ KN.m}$

$M_{tser}^0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.841 \times (4.4)^2}{8} = 23.815 \text{ KN.m}$

✓ Ferrailage :

• En travée :

$M_t^u = 0.85 \times M_t^0 = 0.85 \times 30.973 = 26.327 \text{ KN.m}$

$M_t^s = 0.85 \times M_{tser}^0 = 0.85 \times 23.815 = 20.243 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.327 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.0603$$

$$\mu_{bu} = 0.0603 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0603}) = 0.151$$

$$Z = 0.32(1 - 0.4 \times 0.151) = 0.301m$$

$$A_t = \frac{26.327 \times 10^{-3}}{0.301 \times 348} = 2.51cm^2$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow A = 4.52 cm^2$.

• **En appuis :**

$$M_a^u = 0.5 \times M_t^0 = 0.5 \times 30.973 = 15.486KN.m$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_{tser}^0 = 0.5 \times 23.815 = 11.907KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.486 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.0355$$

$$\mu_{bu} = 0.0355 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0355}) = 0.0452$$

$$z = 0.32(1 - 0.4 \times 0.0452) = 0.314$$

$$A_a = \frac{15.486 \times 10^{-3}}{0.314 \times 348} = 1.417cm^2$$

Soit 3HA10 $\Rightarrow A = 2.36 cm^2$

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.159cm^2$$

$$A_{\min} = 1.159cm^2 \leq A_t = 4.52cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 1.159cm^2 \leq A_a = 2.36cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.799 \times 4.4}{2} = 28.158KN.$$

$$\text{On a : } \tau_V = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.158 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.293MPa$$

$$\Rightarrow \tau_V = 0.293MPa < \overline{\tau_V} = 3.33MPa \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10mm$$

Soit un cadre HA8 plus une HA8 épingle $\Rightarrow A_t = 2 \times HA8 = 1.01cm^2$

• **Les espacements :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 28.8cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = \frac{4.52 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.35} = 129.143 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} = \frac{0.9 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 400}{0.3 \times (0.293 - 0.3 \times 25)} = -0.0753 < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min (h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

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

✓ Calcul à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton : (CBA art A. 4. 5. 2)

$$M_t^s = 20.243 \text{ MN.m} ; A_t = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$M_a^s = 11.907 \text{ MN.m} ; A = 2.36 \text{ cm}^2.$$

Tableau II.27. Vérification des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travées	20.243	42815	9.98	4.717	15	156.187	201.63
Appuis	11.907	25465	7.59	3.549	15	171.204	201.63

II.9.4. Vérification de la flèche :

- Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$1) h \geq h_f = \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \times l$$

$$2) A \leq A_f = \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$3) L = 4.5 < 8 \text{ m}$$

$$\text{Poutres de chaînage : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} < h_f = 37.56 \text{ cm} & \text{Non vérifiée} \\ A = 4.52 \text{ cm}^2 < A_f = 10.08 \text{ cm}^2 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche est nécessaire

Dans notre cas ($L < 5 \text{ m}$), la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{ij})$$

Tableau II.28. Résultats de calcul de la flèche

$L(\text{m})$	$As(\text{cm}^2)$	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	$I(\text{cm}^4)$	$I_0(\text{cm}^4)$
4.5	4.52	14.103	20.243	20.243	42815	120578
$Y(\text{cm})$	$I_{jji}(\text{cm}^4)$	$I_{jgi}(\text{cm}^4)$	$I_{jpi}(\text{cm}^4)$	$I_{jgv}(\text{cm}^4)$	$\Delta f(\text{mm})$	$F_{adm}(\text{mm})$
9.98	87849	60045	60045	89403	3.094	9

Schéma de ferrailage : le ferrailage résumé et détaillé sur l'ANNEXE 6 (Figure 4).

II.10. Etude de l'acrotère :

II.10.1. Définition :

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

Le calcul se fera à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire, les dimensions de l'acrotère sont données dans la (figure II.14.)

II.10.2. Hypothèses de calcul :

II.10.2.1. Evaluations des charges et surcharges :

✓ Poids propre :

$$G_o = 25 \times S_{acr} = 25 \times 0.0685 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

$$G_{rev} = 20 \times e_{rev} \times h = 20 \times 0,015 \times 0,60 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

D'où la charge totale : $G = 1.8925 \text{ KN/ml}$

✓ Charge d'exploitation :

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

✓ Force sismique :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

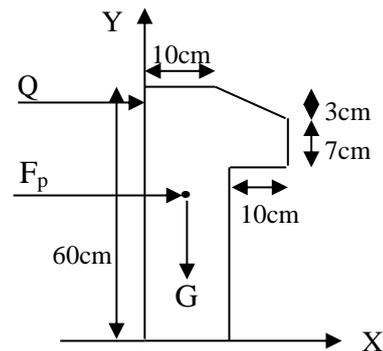


Figure II.14. Coupe transversale de l'acrotère

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0.15 : \text{Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le RPA99 (Tableau 4.1)} \\ C_p = 0.8 \text{ Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 RPA99 (Tableau 6.1)} \\ W_p = 1.8925 \text{ poids de l'élément considéré.} \end{cases}$$

$$\text{Donc } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8925 \Rightarrow F_p = 0.91 \text{ KN/ml}$$

II.10.2.2. Calcul des sollicitations :

✓ Calcul de centre de gravité de la section :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 6.24 \text{ cm} \\ Y_G = 33.02 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à : } \begin{cases} N_G = 1,89 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_F = F_p \times y_G = 0.91 \times 0.3302 = 0.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Combinaison d'action de l'acrotère

Tableau II.29. Combinaisons d'action de l'acrotère

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	1.87	2.52	1,87
M (KN.m)	0.9	0.9	0.6

✓ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

✓ Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.52} = 0.3571m \\ \frac{h_0}{6} &= 0.016m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{h_0}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.3571 + 0.02 = 37.71cm$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad (\text{BAEL91}).$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} \Rightarrow e_3 = 0.864cm$$

$$d'où : e_{tot} = e_2 + e_3 = 37.71 + 0.864 \Rightarrow e_{tot} = 38.57cm$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,52 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e_{tot} = 2.52 \times 0.3857 = 0.97 \text{ KN.m}$$

II.10.3. Ferrailage :

a. À l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$

Tel que :

M_u et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.97 + 2.52 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \quad \text{d'où } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.014$$

$$z = 0.08(1 - 0.4 \alpha) = 0.079$$

$$A_u = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.38 \times 10^{-4} - \frac{2.52 \times 10^{-3}}{348} = 0.305 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

ELU durable : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

ELU accidentel : $V_u = F_p + Q = 0.9 + 1 = 1.9 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.02375 \text{ MPa} ; \quad \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{ser} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

Tel que :

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = 1.9 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}) \Rightarrow \tau_{ser} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

b. À l'ELS (vérification des contraintes) :

$$N_{ser} = 1.87 \text{ KN}; \quad M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}; \quad d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le **CBA99**, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ Position de l'axe neutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.87} = 0.32m \\ \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m \end{array} \right. \Rightarrow e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

N de compression $\Rightarrow |c| = e_G - h/2 \Rightarrow |c| = 0.32 - 0.05 = 0.27 \text{ m}$ (avec $c < 0$ et $y_c > 0$)

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,22 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,04 \text{ m}^2 \end{array} \right. \quad \text{Avec } A' = 0$$

$$y_c^3 - 0.41 y_c - 0.04 = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$\Delta = -2.23 \times 10^{-05} < 0$$

Il existe 3 racines réelles pour l'équation (*) il faut choisir celle qui convient :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{-p/3} = 0.54m \\ \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \varphi = 0.117 \text{ rad} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \times \cos(\frac{\varphi}{3}) = 0.54m \\ y_{c2} = a \times \cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -0.29m \\ y_{c3} = a \times \cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = -0.25m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_1 = 0.27 \text{ m} \\ y_2 = -0.56 \text{ m} \\ y_3 = -0.52 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc on prend $y = 0.27 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A'(c - d') - 15 A(d - y) \Rightarrow \mu_t = 3.7 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{0.6}{3.7 \times 10^{-2}} \times 0.27 = 4.37 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 15 \times \frac{0.6}{3.7 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.27) = 46.2 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage : Le schéma de ferrailage est détaillé sur l'ANNEXE 6 (Figure 5).

II.11. Etude de l'ascenseur :

II.11.1. Définition :

L'ascenseur est constitué d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour six à huit personnes dont les caractéristiques sont les suivants :

- L : Longueur de l'ascenseur = 2.15m
- l : Largeur de l'ascenseur = 1.75m
- La vitesse V=0.63m/s
- H : Hauteur de l'ascenseur =2.2m

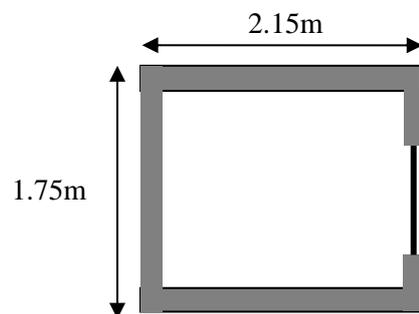


Figure II.15. Dimension de l'ascenseur.

II.11.2. Etude de la dalle machine :

a. Charges concentrées :

- F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles =50KN.
- P_m : charge due à l'ascenseur (poids cabine et accessoire) =15KN.
- P_M : poids machinerie (moteur et treuil) =12KN.
- D_m : charge due à la dalle de machine =51KN.
- La charge nominale est de 630kg $\Rightarrow Q=6.3KN$
- P_{cm} : la charge due au contre poids $P_m + \frac{Q}{2} \Rightarrow P_{cm} = 18.15KN$
- P : la charge total = $P_m + P_M + P_{cm} \Rightarrow P = 45.15KN$

b. Charges réparties :

Poids propre et la charge d'entretien

$G=5 KN/m^2$ et $Q = 1KN/m^2$

II.11.3. Sollicitations :

✓ **Sous charge concentrée centrée :**

La figure (II.12) représentant la surface d'impact d'une charge concentrée sur une dalle :

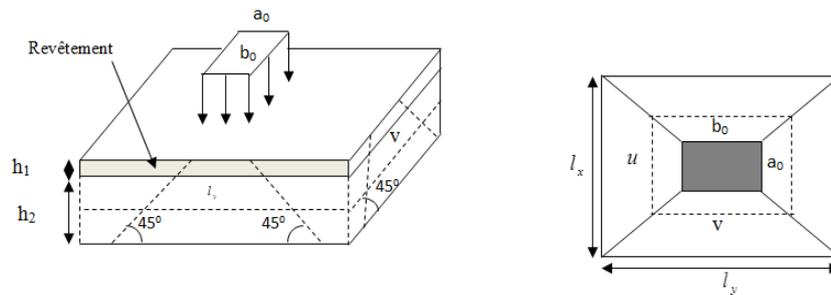


Figure II.16. Représentation de la surface de la charge concentrée.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases} \text{ Avec : } \xi = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 15 + (2 \times 0,75 \times 5) = 102,5cm. \\ V = 80 + 15 + (2 \times 0,75 \times 5) = 102,5cm. \end{cases}$$

Les moments sont calculés par les expressions suivantes :

Selon BAEL $\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases}$ Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients données par les abaques de PIGEAD (**annexe 3**), en fonction de ρ .

Et $\alpha = \frac{U}{l_x}$, $\beta = \frac{V}{l_y}$

❖ **Combinaison de charges :**

✓ **A L'ELU :**

$P_u = 1.35 \times P + 1.5 \times Q = 70.4KN$

✓ **A L'ELS :**

$P_s = P + Q = 51.45KN$

D'où : $\rho = 0.81 \begin{cases} \alpha = 0.59 \\ \beta = 0.48 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.085 \\ M_2 = 0.067 \end{cases}$

Les sollicitations calculées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.30. Les sollicitations sous charge concentrée.

Désignation	M_{x1} (KN.m)	M_{y1} (KN.m)
ELU	5.98	4.72
ELS	5.36	4.57

✓ **Evaluation des moments sous charge répartie :**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$\rho=0.81 \rightarrow \begin{cases} \text{à L'ELU} & \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \\ \text{à L'ELS} & \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.25 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 6 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{Avec } \begin{cases} G = 5 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les sollicitations sous charges réparties sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.31. Les sollicitations sous charge réparties.

Désignation	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)
ELU	1.39	0.85
ELS	1.23	0.89

✓ **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_{x0} = M_{x1} + M_{x2} \\ M_{y0} = M_{y1} + M_{y2} \end{cases}$$

La superposition des moments est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.32. La superposition des moments.

Désignation	M_{x0} (KN.m)	M_{y0} (KN.m)
ELU	7.37	5.57
ELS	6.59	5.46

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{x0} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{y0} \\ M_a^x = -0.3 \times M_{x0} \end{cases}$$

Les moments corrigés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.33. Les moments corrigés.

Désignation	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	$M_a^x = M_a^y$ (KN.m)
ELU	6.26	4.73	-2.21
ELS	5.60	4.64	-1.98

II.11.4. Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur b=1m, d=0.15m
 Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.34. Résultats de calcul de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A^{cal} (cm^2/m)$	$A^{min} (cm^2/m)$	$A^{adop} (cm^2)/m$	St (cm)
Travée	X-X	6.26	0.026	0.033	0.128	1.40	1.35	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.73	0.019	0.024	0.128	1.05	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-2.21	0.09	0.011	0.13	0.48	1.35	4HA8=2.01	25

II.11.5. Les vérifications nécessaires :

✓ **A L'ELU :**

• **Vérification au poinçonnement :**

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite; $P_u=70.4KN$

h : épaisseur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410cm.$$

$$P_u = 70.4 KN < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 461.25KN$$

\Rightarrow Pas de risque de poinçonnement.

✓ **Espacement des armatures :**

On a un changement répartie + concentré donc :

- **Armatures // L_x :** $St \leq \min(2e; 25cm) = 25cm$ Or: $St = 25cm$
- **Armatures // L_y :** $St \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$ Or: $St = 25cm$

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

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{Avec } \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V_{max} = V_1 + V_2 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{P_U}{3 \times v} = 22.89KN \\ V_2 = \frac{q_U \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.02KN \end{array} \right. \Rightarrow V_{max} = 27.91KN$$

$\tau=0.21MPa < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A L'ELS :

✓ **Vérification de contraintes :**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.35. Vérification des contraintes.

Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
X-X	5.60	4.51	11707	2.15<15	vérifiée
Y-Y	4.64	3.36	6742	2.32<15	vérifiée
Appui	-1.98	3.72	8140	0.90<15	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ l \leq 8m \end{array} \right. \quad \text{Sens xx : } \begin{cases} 0.085 > 0.0425 \\ 0.0015 < 0.005 \end{cases} \quad \text{Sens yy : } \begin{cases} 0.069 > 0.0425 \\ 0.0015 < 0.005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage : Est représenté sur l'ANNEXE 6

II.12. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le CBA93 le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

III.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumise pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statique paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure, afin de prévoir son comportement (déplacement...) sous l'effet du séisme.

III.2. Modélisation :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectée en priorité par le concepteur.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **Ila** sera contreventé par voiles ou par voiles et portiques, ce qui justifie le choix d'un contreventement mixte voiles/portiques pour notre structure.

III.3. Méthodes de calcul sismique :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente ;
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.3.1. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale avec cette méthode.

III.3.2 Méthodes dynamiques :

L'étude dynamique peut être menée soit :

- Par la méthode d'analyse modale spectrale celle-ci peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalent n'est pas utilisable. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrée dans la structure par la forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcule. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.
- Par accélérograme celle-ci peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séisme de calcul et des lois de comportement utilisée ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Pour notre bâtiment, nous avons appliqué la méthode spectrale en utilisant le logiciel de modélisation **ETABS V2016**.

Cependant le RPA exige la vérification de la condition $V_{dynamique} \geq 0.8 V_{statique}$

Où $V_{dynamique}$ l'effort à la base obtenu par la méthode spectrale.

Et $V_{statique}$ l'effort obtenu par la méthode statique équivalente.

Donc, nous sommes dans l'obligation d'évaluer l'effort à la base par la méthode statique équivalente.

✓ **Calcul de la force sismique par la méthode statique :**

La force sismique $V_{statique}$, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad \text{RPA99 (Article 4.2.3)}$$

Où

A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1)

Il dépend de deux paramètres :

- ✓ Groupe d'usage : notre bâtiment est classé en groupe de moyenne importance 2
- ✓ Zone sismique : Bejaia est classée zone IIa \Rightarrow Donc $A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

Pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction :

$R = 5$ RPA99 (Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q_{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q$ RPA99 (Formule 4.4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir dans notre cas sont dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Valeurs de P_{Qx}		Valeurs de P_{Qy}	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Conditions minimales des files porteuses	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	/	Oui	/

Contrôle de la qualité de la construction	Oui	/	Oui	/
---	-----	---	-----	---

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.20 \\ Q_y = 1.20 \end{cases}$

W : Poids total de la structure. Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ **RPA99 (Formule 4.5)**

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Concernant notre projet le bâtiment est à usage d'habitation donc $\beta = 0.20$ **RPA99 (Tableau 4.5.)**
 Le poids total de la structure est donné par logiciel **ETABS/V16**, sa valeur est **W=26982.26 KN**.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

RPA99 (Formule 4-2)

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S2).

$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$ **RPA 99 (Tableau 4.7)**

η : est le facteur de correction d'amortissement, il est donné par :

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$ **RPA99 (Formule 4.3)**

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau 4.2 du RPA.

On prend : $\zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$ Donc $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$

✓ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale **T** de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques suivantes :

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ **RPA99 (Formule 4.6)**

$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$ **RPA99 (Formule 4.7)**

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$h_n = 28.90m$$

$$C_T = 0.050 \Rightarrow T_c = 0.050 \times 28.90^{3/4} = 0.62 s$$

$$L_x = 20.90m, \quad L_y = 22.16 m \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.57 s \\ T_y = 0.55 s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.57s > T_2 = 0.4s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.55s > T_2 = 0.4s$$

$$\text{Donc la période fondamentale statique est : } \begin{cases} T_{Sx} = 0.57s \\ T_{Sy} = 0.55s \end{cases}$$

Le RPA exige de comparer la période obtenue par la méthode spectrale avec la période statique majorée de 30% si :

✓ $T_{\text{numérique}} \leq 1.3 T_{\text{statique}}$ Le coefficient d'amplification dynamique D est calculé avec T_{statique} .

✓ $T_{\text{numérique}} \geq 1.3 T_{\text{statique}}$ D est évalué avec $1.3 T_{\text{statique}}$ [Document R.TALBI]

D'après le modèle [page 61.], la période $\begin{cases} T_{\text{numérique}}^x = 0,546 s \\ T_{\text{numérique}}^y = 0,492 s \end{cases}$ on constate que dans les deux sens X

et Y $\begin{cases} T_{\text{numérique}}^x = 0.546 s < 1.3 T_{\text{statique}} = 0.741 s \\ T_{\text{numérique}}^y = 0.492 s < 1.3 T_{\text{statique}} = 0.715 s \end{cases}$

$T_{\text{numérique}} < 1.3 T_{\text{statique}} \Rightarrow D$ est estimé en utilisant T_{statique}

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.57} \right)^{2/3} = 1.61 s \\ D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.55} \right)^{2/3} = 1.65 s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \Rightarrow \begin{cases} V_{st}^x = 1563.89 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 1602.75 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

T : période fondamentale de la structure

S_a/g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristique de l'ouvrage :

Zone IIa : sismicité moyenne

Groupe 2 : ouvrage courant et d'importance moyenne

Site S2 : $T_1=0.15s$ et $T_2=0.4s$

Système de contreventement voiles portiques / avec interaction

Facteur de la qualité $Q_x=1.20$; $Q_y=1.20$

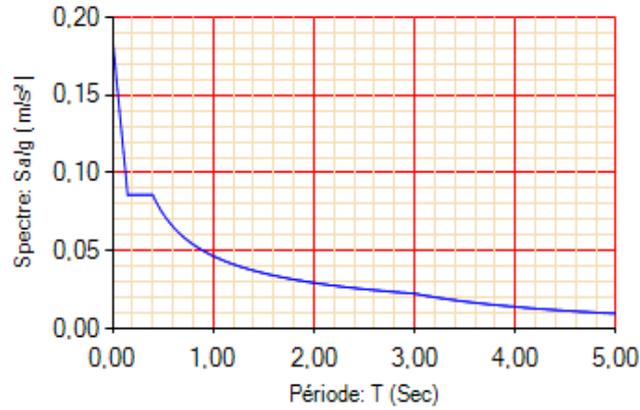
b. Le spectre de réponse :

Figure III.1 Spectre de réponse.

III.4. Modélisation et résultats :

La structure modélisée sur le logiciel ETABS 2016 est représentée sur la figure suivante :

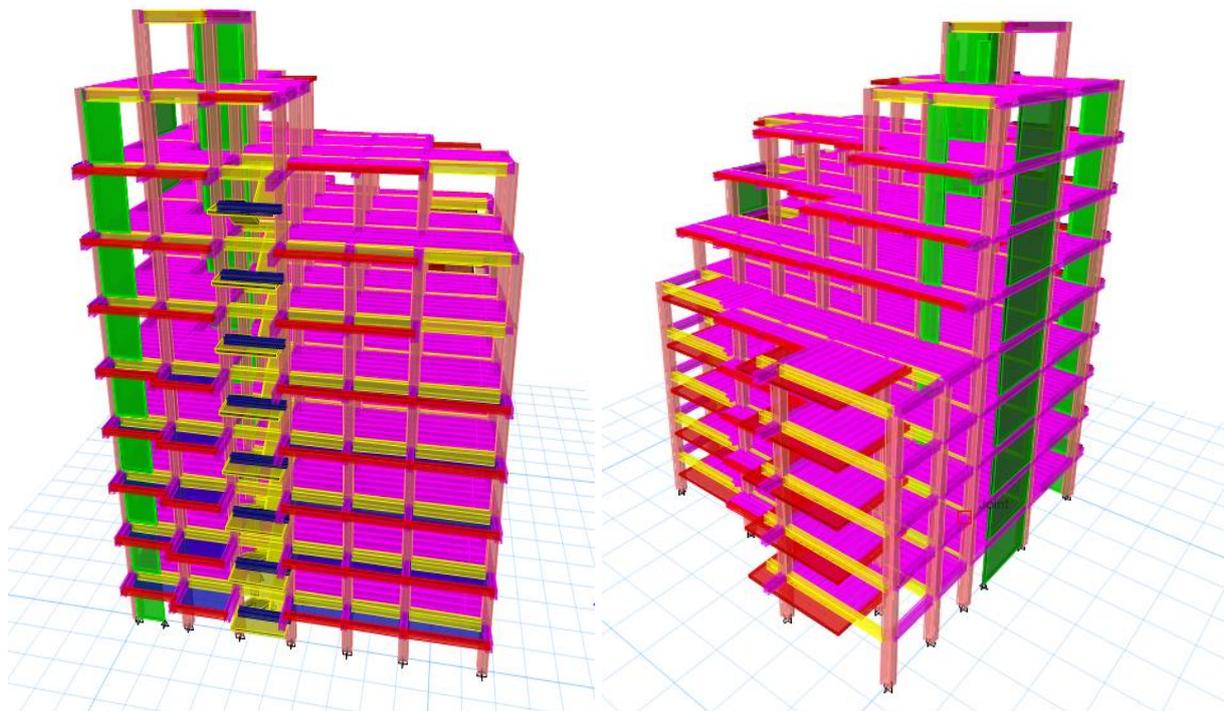


Figure III.2. Vue en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS V16.

III.5. Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques exigée par le RPA pour le système mixte. La disposition finale des voiles est représentée sur la figure qui suit :

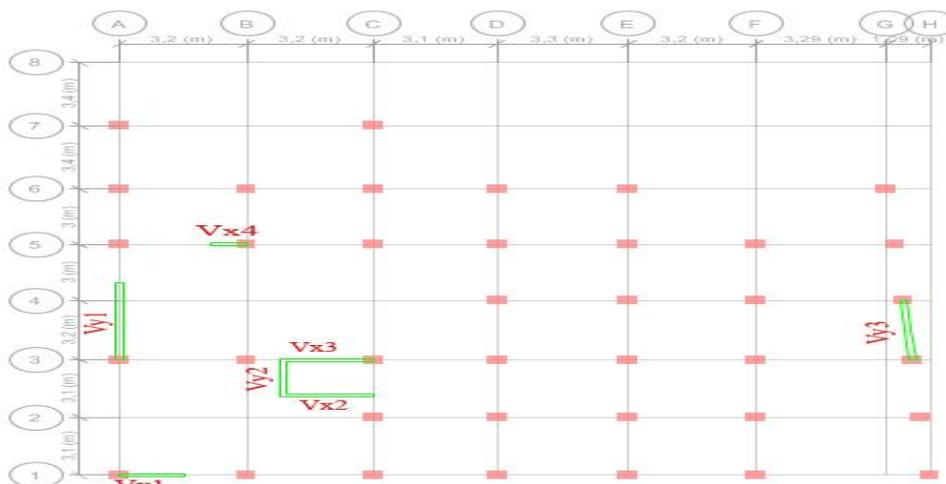


Figure III.3. Plan de la disposition des voiles.

Les dimensions des voiles adoptées sont représentées comme suit :

- ✓ **Voiles de contreventement :** $V_{x1} = 1.65 \text{ m}$ $V_{x4} = 0.90 \text{ m}$.
 $V_{y1} = 4.15 \text{ m}$ $V_{y3} = 3.20 \text{ m}$.
- ✓ **Voiles d'ascenseur :** $V_{x2} = V_{x3} = 2.30 \text{ m}$
 $V_{y2} = 1.9 \text{ m}$

L'épaisseur a été augmentée à 16 cm au niveau du RDC.

Les dimensions des poteaux ont été augmentées afin de satisfaire les exigences du RPA. Elles ont été fixées aux valeurs suivantes :

- ✓ RDC (45×50) cm²
- ✓ 1^{er} et 2^{ème} Etage (45×45) cm²
- ✓ 3^{ème} et 4^{ème} Etage (45×40) cm²
- ✓ 5^{ème} et 6^{ème} Etage (40×40) cm²
- ✓ 7^{ème} et 8^{ème} Etage et cage d'ascenseur (40×35) cm²

III.6. Modes de vibration et taux de participation massique :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(% de la Masse modale)		(% Cumulé de la masse modale)	
		Suivant X (U _X)	Suivant Y (U _Y)	Suivant X (U _X)	Suivant Y (U _Y)
1	0,546	0,6847	0,0465	0,6847	0,0465
2	0,492	0,0511	0,6449	0,7358	0,6914
3	0,411	0,0002	0,0165	0,7361	0,7079
4	0,183	0,131	0,0066	0,8671	0,7146
5	0,156	0,0041	0,1438	0,8712	0,8584

6	0,132	0,0028	0,0001	0,874	0,8584
7	0,096	0,0168	0,0285	0,8908	0,887
8	0,092	0,0413	0,0172	0,9321	0,9042

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique atteint 90% dans les deux sens au bout du 8^{ème} mode.

III.7. Modes de vibration :

Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant l'axe diagonal.



Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe diagonal avec X prépondérant).

Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

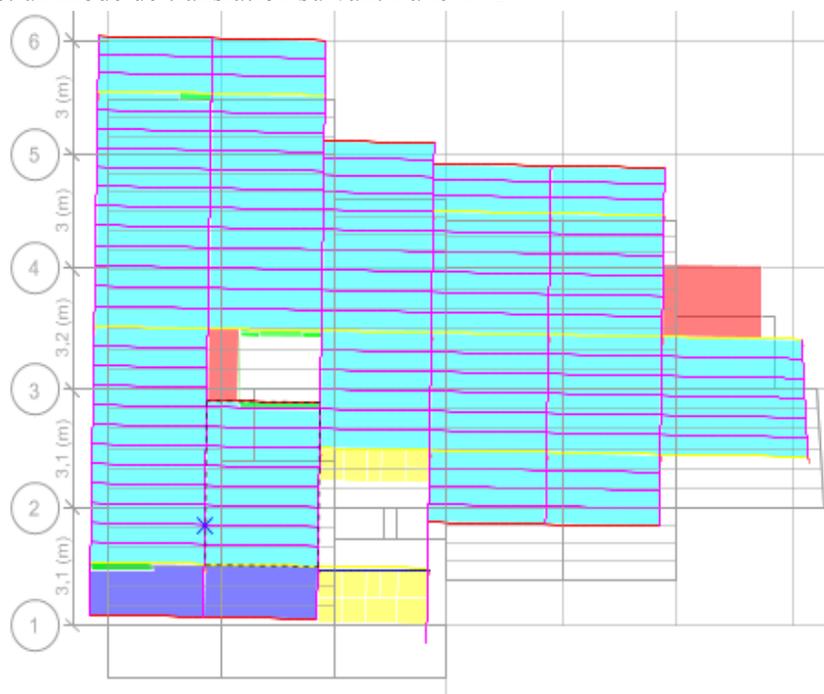


Figure III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe diagonal avec Y prépondérant).

Le 3^{ème} mode est une rotation selon l'axe Z-Z

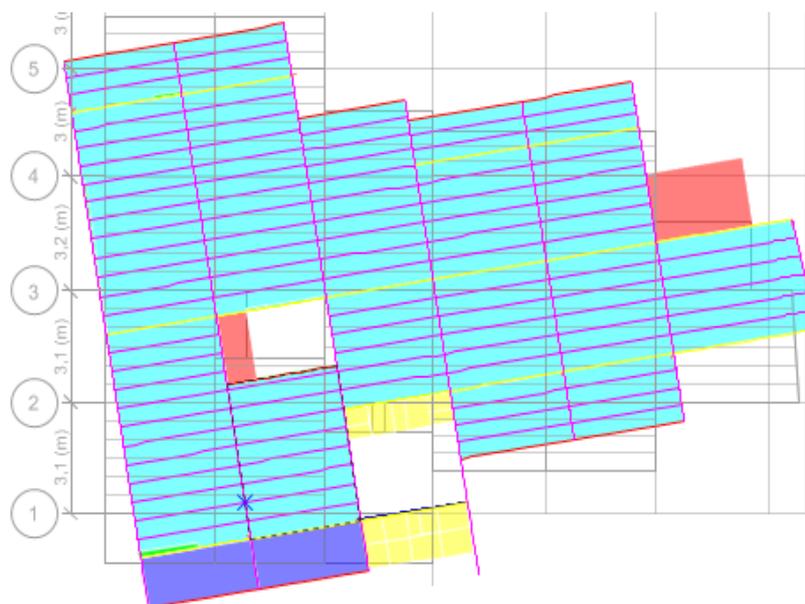


Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

III.8. Vérification des résultats vis-à-vis de RPA99/Version 2003 :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$ **RPA 99 / 2003 (Art 4.3.6)**

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

Si $V_{dyn} < V_{st} \times 0.8$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)
X-X	1313,72	1251.11
Y-Y	1338,21	1282.2

On constate que $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

III.9. Justification de l'interaction Voiles/Portiques :

Le **RPA99/2003 [Art.3.4.A (4.a)]** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

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

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats de calcul obtenus.

Tableau III.4. Interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charges verticales (KN)		(% des charges verticales)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	24312.03	6108.17	79.92	20.08

On constate que le pourcentage des charges verticales repris par les portiques est de presque 80%.

Tableau III.5. Interaction sous charges horizontales.

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales Sens xx		(% des charges horizontales)		Charges horizontales Sens yy		(% des charges horizontales)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
10	17,13	16,89	50,35	49,65	18,01	11,03	62,01	37,99
9	123,98	79,13	61,04	38,96	116,43	85,80	57,57	42,43
8	277,29	85,41	76,45	23,55	226,21	135,44	62,54	37,46
7	372,92	148,53	71,51	28,49	286,84	274,75	51,07	48,93
6	468,04	214,21	68,60	31,40	360,32	362,16	49,87	50,13
5	622,29	235,11	72,57	27,43	507,73	391,56	56,45	43,65
4	643,18	349,35	64,80	35,20	482,37	553,99	46,54	53,46
3	645,69	452,71	58,78	41,22	456,70	684,78	40,00	60,00
2	590,39	586,42	50,16	49,84	372,85	844,85	30,61	69,39
1	470,31	765,5	38,05	61,95	290,77	975,18	22,96	77,04

On remarque que l'interaction est justifiée sous les différentes charges.

III.10. Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort de compression de calcul est limité par la condition

$$\text{suivante : } \nu = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que :

Nd : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaison sismique.

B : section du béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	ν	Observation
RDC	0.225	1482,3035	0.26	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	0.20	1294,0684	0.255	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	0.18	890,2977	0.197	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	0.16	552,6843	0.138	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	0.14	295,526	0.084	Vérifiée

III.11. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA99/ Version 2003 Art.5.10.})$$

Avec: $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que:

δ_k : Déplacement à chaque niveau "k" de la structure donné par le (RPA99/2003 Art.4.4.3).

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Observation
Niv 1	0,000448	0,00224	0	0,00224	2,89	0,077509	vérifiée
Niv 2	0,001292	0,00646	0,00224	0,00422	2,89	0,146021	vérifiée
Niv 3	0,002271	0,011355	0,00646	0,004895	2,89	0,169377	vérifiée
Niv 4	0,003273	0,016365	0,011355	0,00501	2,89	0,173356	vérifiée
Niv 5	0,004226	0,02113	0,016365	0,004765	2,89	0,164879	vérifiée
Niv 6	0,005076	0,02538	0,02113	0,00425	2,89	0,147059	vérifiée
Niv 7	0,00585	0,02925	0,02538	0,00387	2,89	0,13391	vérifiée
Niv 8	0,006594	0,03297	0,02925	0,00372	2,89	0,12872	vérifiée
Niv 9	0,007242	0,03621	0,03297	0,00324	2,89	0,112111	vérifiée

Tableau III.8. Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Observation
Niv 1	0,000326	0,00163	0	0,00163	2,89	0,056401	vérifiée
Niv 2	0,000938	0,00469	0,00163	0,00306	2,89	0,105882	vérifiée
Niv 3	0,001699	0,008495	0,00469	0,003805	2,89	0,131661	vérifiée
Niv 4	0,002524	0,01262	0,008495	0,004125	2,89	0,142734	vérifiée
Niv 5	0,003354	0,01677	0,01262	0,00415	2,89	0,143599	vérifiée
Niv 6	0,00417	0,02085	0,01677	0,00408	2,89	0,141176	vérifiée
Niv 7	0,004989	0,024945	0,02085	0,004095	2,89	0,141696	vérifiée
Niv 8	0,005801	0,029005	0,024945	0,00406	2,89	0,140484	vérifiée
Niv 9	0,006755	0,033775	0,029005	0,00477	2,89	0,165052	vérifiée

- Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieure au centième de la hauteur d'étage.

III.12. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$ RPA (art4.1)

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.
- ✓ Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X.

Niveaux	$h_k(\text{cm})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	Observation
Niv 1	2,89	26982,25	0,00224	1313,72	0,01591928	vérifiée
Niv 2	2,89	23479,63	0,00646	1276,81	0,02685201	vérifiée
Niv 3	2,89	19954,55	0,011355	1199,81	0,02816975	vérifiée
Niv 4	2,89	16410,50	0,016365	1084,56	0,02623042	vérifiée
Niv 5	2,89	12866,46	0,02113	932,61	0,02274685	vérifiée
Niv 6	2,89	9242,93	0,02538	743,52	0,01828131	vérifiée
Niv 7	2,89	6344,65	0,02925	562,24	0,01511116	vérifiée
Niv 8	2,89	3706,69	0,03297	367,47	0,01298373	vérifiée
Niv 9	2,89	1589,49	0,03621	180,99	0,0098453	vérifiée

Tableau III.10. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y.

Niveaux	$h_k(\text{m})$	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	Observation
Niv 1	2,89	26982,25	0,00163	1338,2	0,0145117	vérifiée
Niv 2	2,89	23479,63	0,00306	1304,35	0,02426088	vérifiée
Niv 3	2,89	19954,55	0,003805	1232,34	0,02711801	vérifiée
Niv 4	2,89	16410,50	0,004125	1121,37	0,02653408	vérifiée
Niv 5	2,89	12866,46	0,00415	972,31	0,02410748	vérifiée
Niv 6	2,89	9242,93	0,00408	786,19	0,0210722	vérifiée
Niv 7	2,89	6344,65	0,004095	604,81	0,0193652	vérifiée
Niv 8	2,89	3706,69	0,00406	400,02	0,01777887	vérifiée
Niv 9	2,89	1589,49	0,00477	194,51	0,01885946	vérifiée

• **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans les tableaux si ci-dessus, les efforts P- Δ peuvent être négligés.

III.13. Conclusion :

Plusieurs disposition ont été modélisé en fin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du **RPA99/version2003**, car l'aspect architecturale a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

IV.1.Introduction :

Une construction parasismique en béton armé doit résister avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre les efforts qui leurs sont transmis.

IV.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet dimensionnement des armatures longitudinales.

L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Le ferrailage est calculé en utilisant les efforts maximaux obtenus avec les différentes combinaisons ci-dessous :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- et G+Q pour la vérification à l'ELS

Concernant notre structure, nous avons des poutres de (30×45) dans les deux sens.

IV.2.1. Recommandations du RPA**IV.2.1.1. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante,
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

IV.2.1.2. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$St \leq \min (h/4; 12\Phi)$ en zone nodale, avec Φ le plus petit diamètre des barres utilisée.

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus de l'appui ou de l'encastrement.

IV.2.2. Sollicitations maximales dans les poutres :

L'analyse des résultats donnés par le logiciel nous a permis de regrouper les sollicitations les plus défavorables dans les tableaux suivants :

Tableau IV.1. Sollicitations dans les poutres principales associées aux voiles.

Niveau	Section (cm ²)	Local	Combinaison	Localisation	M(KN.m)	V(KN)
RDC	30×45	Travée	0.8G + E _{x max}	B11	34.38	55.63
		Appui	G + Q + E _{y min}	B11	-50.27	G + Q + E _{y min}
Etages courants		Travée	0.8G + E _{y max}	B11	60.95	89.55
		Appui	G + Q + E _{y min}	B11	-88.86	G + Q - E _{y max}

Tableau IV.2. Sollicitations dans les poutres principales non associées aux voiles.

Niveau	Section (cm ²)	Local	Combinaison	Localisation	M(KN.m)	V(KN).
RDC	30×45	Travée	ELU	B13	55.36	94.47
		Appui	ELU	B15	-84.54	ELU B13
Etages courants		Travée	ELU	B13	62.60	113.14
		Appui	ELU	B13	-95.00	G + Q - E _{y max}
Nin10 Cage d'ascenseur		Travée	G + Q - E _{y max}	B301	15.14	15.97
		Appui	G + Q + E _{y min}	B301	-22.03	G + Q - E _{y max}

Tableau IV.3. Sollicitations dans les poutres secondaires associées aux voiles.

Niveau	Section (cm ²)	Local	Combinaison	Localisation	M(KN.m)	V(KN).
RDC	30×45	Travée	G + Q - E _{x min}	B20	47.96	151.16
		Appui	G + Q + E _{x min}	B23	-63.16	G + Q - E _{x max}
Etages courants		Travée	G + Q + E _{x min}	B26	68.60	188.12
		Appui	G + Q + E _{x min}	B26	-94.71	G + Q - E _{x max}
Nin10 Cage d'ascenseur		Travée	G + Q - E _{y max}	B23	5.26	52.53
		Appui	G + Q + E _{y min}	B23	-22.53	G + Q - E _{y max}

Tableau IV.4. Sollicitations dans les poutres secondaires non associées aux voiles.

Niveau	Section (cm ²)	Local	Combinaison	Localisation	M(KN.m)	V(KN).
RDC	30×45	Travée	ELU	B86	52.10	72.07
		Appui	G + Q + E _{x max}	B86	-62.38	ELU
Etages courants		Travée	ELU	B86	58.35	83.10
		Appui	G + Q + E _{y min}	B86	-69.53	ELU
Cage d'ascenseur		Travée	0.8G + E _{x max}	B27	11.38	14.16
		Appui	G + Q + E _{x max}	B27	-14.73	G + Q - E _{x max}

Tableau IV.5. Ferrailage des poutres principales associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
RDC	PP	30×45	Travée	6.75	2.03	3HA14 = 3.39
			Appui		3.00	3HA12=3.39 (filantes)
Etages courants	PP	30×45	Travée		3.65	2HA14+1HA12 = 4.21
			Appui		5.41	2HA16+1HA14= 5.56

Tableau IV.6. Ferrailage des poutres principales non associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
RDC	PP	30×45	Travée	6.75	3.84	2HA14+1HA12 = 4.21
			Appui		5.99	3HA16=6.03
Etages courants	PP	30×45	Travée		4.37	3HA14 = 4.62
			Appui		6.79	2HA20+1HA14 = 7.82
Niv 10 Cage d'ascenseur	PP	30×45	Travée		0.87	3HA12 = 3.39
			Appui		1.29	3HA12 = 3.39

Tableau IV.7. Ferrailage des poutres secondaires associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
RDC	PS	30×45	Travée	6.75	2.85	3HA12 =3.39
			Appui		3.79	3HA14 = 4.62
Etages courants	PS	30×45	Travée		4.13	3HA14= 4.62
			Appui		5.79	3HA16=6.03
Niv 10 Cage d'ascenseur	PS	30×45	Travée		0.30	3HA12 =3.39
			Appui		1.32	3HA12 =3.39

Tableau IV.8. Ferrailage des poutres secondaires non associées aux voiles.

Niveau	Poutres	Section (cm ²)	Local	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
RDC	PS	30×45	Travée	6.75	3.60	3HA14 = 4.62
			Appui		3.74	3HA14 = 4.62
Etages courants	PS	30×45	Travée		4.06	3HA14 = 4.62
			Appui		4.19	3HA14 = 4.62
Niv 10 Cage d'ascenseur	PS	30×45	Travée		0.76	3HA12 =3.39
			Appui		0.99	3HA12 =3.39

IV.2.3. Vérification des armatures selon RPA99 (Art7.5.2.1) :

✓ Pourcentage maximal d'armatures longitudinales dans les sections :

A_{max} = 4%b × h = 0.04 × 30 × 45 = 54 cm² Zone courante.

A_{max} = 6%b.h = 0.06 × 30 × 45 = 81 cm²Zone de recouvrement.

• Poutres Principales et secondaires :

En zone courante : A_{max} = 4%b × h = 0.04 × 30 × 45 = 54 cm² > A^{cal}Vérifiée.

En zone de recouvrement : A_{max} = 6%b.h = 0.06 × 30 × 45 = 81 cm² > A^{cal}Vérifiée.

IV.2.4. Les armatures transversales :

a) Calcul de φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1.2 ; 1.28 ; 3) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2$$

Soit : φ_t = 10 mm

⇒ Soit : 1 cadre de T10 + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations de RPA art (7.5.2.2)

✓ Zone nodale : S_t ≤ min($\frac{h}{4}$; 12 × φ_t) = min (11.25 ; 14.2) Soit : St=10cm

✓ Zone courante : S_t ≤ $\frac{h}{2}$ = $\frac{45}{2}$ = 22.5 cm. Soit : St=20cm

IV.2.5. Vérification des sections d'armatures transversales :

✓ Contrainte tangentielle maximale :

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

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

(F.P.N) ⇒ $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	113.14	0.87	3.33	Vérifiée
Secondaires	188.12	1.45	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.2.6. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.10. Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	B13	-69.35	33328.3	7.4	13.40	15	vérifiée
	Travées	N9	45.71	48212	8.96	8.49	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	B86 N4	-49.86	33328.3	7.4	10M.06	15	vérifiée
	Travées	B86 N5	41.98	48212	8.96	7.80	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Etat limite de déformation d'après le **BAEL91** (Art B.6.5) et le **CBA93** est comme suit :

Poutres principales :

$$G = G_{\text{planchercc}} \times \left(\frac{2.9}{2} + \frac{2.9}{2} \right) \Rightarrow G = 13.97 \text{ KN.m} ; \quad Q = Q_{\text{planchercc}} \times \left(\frac{3.2}{2} + \frac{3.2}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.8 \text{ KN.m}$$

$$G_0 = 25 \times b \times h \Rightarrow G_0 = 3.375 \text{ KN.m} ; \quad G_T = G_0 + G = 17.34 \text{ KN/m} ; \quad q_s = G_T + Q = 22.14 \text{ KN/m}$$

Tableau IV.11. Conditions de vérification de la flèche pour les poutres :

	$S(\text{cm}^2)$	Local	$L(m)$ (entre nus d'appuis)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
P.P	30*45	B13N9	5.8	45.71	93.11	3.39	0.073 > 0.062	0.073 > 0.049	0.0026 < 0.01

On remarque que toutes les conditions sont satisfaites, la vérification de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage : Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'ANNEXE 6 (Figure 7).

IV.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion simple lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction).
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigés par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\begin{aligned}
 &1.35G + 1.5Q \\
 &G + Q \\
 &G + Q - E \\
 &0.8G + E \\
 &0.8G - E
 \end{aligned}$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases}
 N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\
 M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\
 N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_2
 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1; A_2; A_2)$$

Recommandation du **RPA99/Version 2003** :

Armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**) :

Les armatures longitudinales de non poteaux (Zone IIa) doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8%
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de : $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases}
 l' = 2h \\
 h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)
 \end{cases}$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

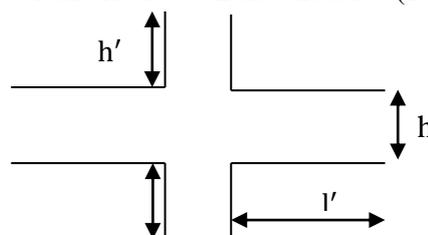


Figure IV.1. Zone nodale.

✓ **Armatures transversales RPA99 (Art 7. 4. 2. 2)** :

Les armatures transversales des poteaux calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les A_t ;

- ✓ $t \leq \min(10\phi_l, 15cm) \Rightarrow$ En zone nodale.
- ✓ $t' \leq 15\phi_l \Rightarrow$ en zone courante.

Où ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité minimale d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.003(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites precedentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Pour l'interpolation $f(\lambda_g) = f(\lambda_{g0}) + \frac{f(\lambda_{g1}) - f(\lambda_{g0})}{\lambda_{g1} - \lambda_{g0}} (\lambda_g - \lambda_{g0})$ Avec :

λ_g : L'élançement géométrique, $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ l_f : longueur de flambement du poteau.

a et b : dimensions de la section droite dans la direction de déformation considérée.

IV.3.1. Sollicitations maximales

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Sollicitations dans les poteaux a l'ELU.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	V (KN)
RDC	1357.40 → 53.83 G + Q + E _{Y min}	53.83 → 1357.40 G + Q + E _{Y min}	-284.55 → 1.59 0.8G + E _{Y max}	60.84
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1183.51 → 37.87 G + Q + E _{Y min}	61.61 → 460.20 G + Q - E _{Y max}	-121.32 → 2.69 0.8G + E _{Y max}	56.66
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	827.43 → 37.95 ELU	65.80 → 383.10 0.8G + E _{Y max}	15.79 → 2.64 0.8G + E _{Y max}	52.84
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	552.68 → 37.62 ELU	63.63 → 233.45 G + Q - E _{Y max}	-9.36 → 6.03 0.8G + E _{Y max}	45.56
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage et cage d'ascenseur	267.29 → 9.01 ELU	57.68 → 85.09 ELU	-39.05 → 2.98 G + Q - E _{Y max}	39.05

IV.3.2 Calcul du ferrailage

Ferrailage longitudinal :

Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC (45×50) cm² comme exemple de calcul et les autres seront résultats sont résumés dans le **Tableau IV.12**

Donnés :

$$\checkmark N_{max} = 1357.40 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 53.83 \text{ KN.m (G + Q + E}_{X \text{ min)}} \\ b = 45 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} \quad d = 47 \text{ cm}$$

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.039 < \frac{h}{2} = 0.25 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu}$$

On a:

$$M_{UA} = M_{UG} + Nu(d - \frac{h}{2}) = 53.83 \times 10^{-3} + 1357.40 \times 10^{-3} (0.47 - \frac{0.5}{2})$$

$$M_{UA} = 0.352 \text{ MN.m}$$

$$Nu(d - d') - M_{UA} = 1357.40 \times 10^{-3} (0.47 - 0.03) - 0.352 = 0.245 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.5 \times 18.48 = 0.599 \text{ MN.m}$$

$$\text{Donc : } 0.245 \leq 0.599$$

Alors la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.352}{18.48 \times 0.45 \times 0.47^2} = 0.191 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B ;}$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \text{ avec : } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_l} \quad \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \Rightarrow \mu_1 = 0.392 > \mu_{bu} \quad A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.267 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,419m \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 20.97 \text{cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 20.97 \times 10^{-2} - \frac{1357.40 \times 10^{-3}}{400} = -12.9 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark N_{\min} = -284.55 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 1.53 \text{ KN.m (G + Q + E}_{X \min})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.00558 < \frac{h}{2} = 0.25 \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

$$A_1 = \frac{Nu e_2}{f_s 10 (d - d_0)} \quad A_2 = \frac{Nu e_1}{f_s 10 (d - d_0)} \quad e_2 = (d - d) - e_1 \text{ et } e_1 = \left(\frac{h}{2} - d\right) + 2e_G$$

$$\Rightarrow e_1 = (0.25 - 0.03) + 0.00558 \Rightarrow e_1 = 0.22 \text{ et } e_2 = (0.48 - 0.03) - 0.22 = 0.23$$

$$A_1 = \frac{284.55 \times 10^{-3} \times 0.23}{400 \times 10 (0.48 \times 0.03)} = 3.63 \quad A_2 = \frac{284.55 \times 10^{-3} \times 0.22}{400 \times 10 (0.48 \times 0.03)} = 3.25$$

Le calcul du ferrailage se fait de la même manière. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IV.13. Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Section	Type de section	A ^{cal} (cm ²)/face	A ^{chois} (cm ²)/face	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
RDC	45×50	SET	3.63	4HA14 = 6.16	11.25	12HA14=18.47
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45×45	SET	1.69	2HA14+2HA12=8.01	10.12	4HA14+8HA12=15.21
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×40	SPC	0	4HA12=4.52	9.00	12HA12=13.57
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40×40	SPC	0.53	4HA12=4.52	8.00	12HA12=13.57
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage et cage d'ascenseur	40×35	SPC	2.96	4HA12=4.52	7.00	10HA12=11.31

Ferrailage transversales :

Comme exemple de calcul on fait le ferrailage transversal pour le poteau de RDC :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times Vu}{h_1 \times f_e} \quad \text{Ou : } t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{En zone nodale. } t = 10 \text{ cm}$$

$$t \leq 15 \phi_l \Rightarrow \text{En zone courante. } t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{t \times \rho \times Vu}{h_1 \times f_e} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau IV.14. Vérification du ferrailage transversal.

Niveaux	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage et cage d'ascenseur
Section (cm ²)	45×50	45×45	45×40	40×40	40×35
Ø _l ^{min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l _f (cm)	1.883	1.883	1.883	1.883	1.883
λ _g	4.046	4.495	4.495	5.05	5.05

V(KN)	60.84	56.66	52.84	45.56	39.05
$t_{z,nodale}(cm)$	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}(cm)$	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
$A_t(cm^2)$	1.71	1.77	1.65	1.06	0.91
$A_t^{min}(cm^2)$	1.14	2.36	2.20	1.42	1.22
$A_t^{adop}(cm^2)$	6HA8 = 3.02				

IV.3.3. Vérifications nécessaires :

✓ **Vérification au flambement :**

Selon le **BAEL91 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :
$$N_d \leq N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{.....Si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{.....Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \quad \text{..... Pour une section rectangulaire.}$$

l_f : Longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ section réduite du poteau.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15. Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	S(cm ²)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)	Obse
RDC	45×50	1.74	13.37	0.83	18.47	0.206	6136.17	1357.40	vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	1.74	13.37	0.82	15.21	0.184	5053.41	1183.50	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×45	1.74	15.05	0.82	13.57	0.163	4454.18	827.42	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×40	1.74	15.15	0.82	13.57	0.144	4453.81	552.68	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage et Niv10 cage d'ascenseur	35×40	1.74	17.20	0.81	11.31	0.125	3712.15	267.28	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

✓ **Etat limite de service :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

La vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

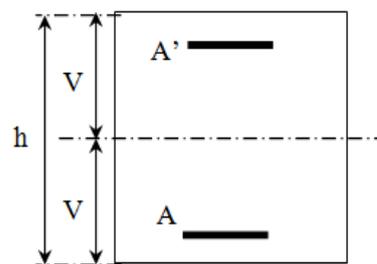


Figure IV.2. Section d'un poteau.

$S = b \times h + 15(A+A')$: Section homogène et $d = 0.9 \times h$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.16. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et Etage de cage d'ascenseur
Section (cm ²)	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40
V(cm)	27.19	24.33	24.33	21.80	21.73
V'(cm)	22.81	20.67	20.67	18.20	18.27
d(m)	0.45	0.405	0.40	0.36	0.36
A(cm ²)	18.47	15.21	13.57	13.57	11.31
I _{yy'} (m ⁴)	0.0056	0.0040	0.0036	0.0026	0.0022
S(m ²)	0.25	0.23	0.20	0.18	0.15
N _{ser} (KN)	954.33	829.25	601.87	401.94	195.99
M _{ser} (KN.m)	21.14	32.34	44.23	28.25	42.14
σ _{bc1} (MPa)	5.93	4.6	4.77	2.89	2.08
σ _{bc2} (MPa)	1.96	2.89	1.49	1.70	0.54
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99/2003 (Art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17. Vérification des contraintes de cisaillement.

Niveau	Sections (cm ²)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation.
RDC	45×50	4.046	0,04	47	60.84	0.287	1	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	45×45	4.495	0,04	42	56.66	0.292	1	Vérifiée

3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40×45	4.495	0,04	42	52.84	0.307	1	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40×40	5.05	0,075	37	45.56	0.307	1.875	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage et cage d'ascenseur	35×40	5.05	0.075	37	39.05	0.301	1.875	Vérifiée

Schéma de ferrailage : Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'ANNEXE 6 (Figure 8).

IV.3.4. Détermination du moment résistant dans les poteaux et poutres :

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_r = Z \times A_s \times f_{st} \quad \text{Avec : } Z = h - (2 \times d') \quad (h : \text{hauteur totale de la section du béton}).$$

Tableau IV.18. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	f_{st} (MPa)	M_r (KN.m)
RDC	0.50	0.44	12HA14=18.47	400	325.07
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	0.45	0.39	4HA14+8HA12=15.21	400	237.27
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	0.45	0.39	12HA12=13.57	400	211.96
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	0.40	0.34	12HA12=13.57	400	184.55
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et cage d'ascenseur	0.40	0.34	10HA12=11.31	400	153.81

Tableau IV.19. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	Travée	0.45	0.39	4.21	348	57.13
	Appui	0.45	0.39	6.03	348	81.84
Etages courants	Travée	0.45	0.39	4.62	348	62.70
	Appui	0.45	0.39	7.82	348	106.13
Niv 10 Cage d'ascenseur	Travée	0.45	0.39	3.39	400	52.88
	Appui	0.45	0.39	3.39	400	52.88

Tableau IV.20. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	A_s (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN.m)
RDC	Travée	0.45	0.39	4.62	348	62.70
	Appui	0.45	0.39	4.62	400	72.07
Etages courants	Travée	0.45	0.39	4.62	348	62.70
	Appui	0.45	0.39	4.62	400	72.07
Niv 10 Cage d'ascenseur	Travée	0.45	0.39	3.39	400	52.88
	Appui	0.45	0.39	3.39	400	52.88

On doit vérifier : $M_n + M_s \geq 1.25(M_w + M_e)$

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

Tableau IV.21. Vérification des zones nodales selon le sens principale

Niveaux	Poutres principales						Obs.
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	562.34	325.07	887.41	57.13	81.84	173.71	vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	449.66	237.27	686.93	62.70	106.13	211.04	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	396.51	211.96	581.47	62.70	106.13	211.04	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	338.36	184.55	522.91	62.70	106.13	211.04	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	307.62	153.81	460.12	52.88	52.88	132.20	vérifiée

Tableau IV.22. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveaux	Poutres secondaires						Obs.
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	562.34	325.07	887.41	62.70	72.07	168.46	vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	449.66	237.27	686.93	62.70	72.07	168.46	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	396.51	211.96	581.47	62.70	72.07	168.46	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	338.36	184.55	522.91	62.70	72.07	168.47	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	307.62	153.81	460.12	52.88	52.88	132.20	vérifiée

IV.4. Étude des voiles :

IV.4.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles sont calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

VI.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

✓ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 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.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ Armatures Horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

✓ Règles communes [RPA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit:
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales 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.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutureront la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts détraction dus aux moments de renversement.

IV.4.3. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel Etabs. Nous avons adopté les plus défavorables dans chaque direction. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.23. Sollicitations maximales dans les voiles // x

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	V (KN)
RDC	1422.33 → 282.49 ELU	724.29 → 1013.28 G + Q + $E_{X \min}$	107.59 → 291.43 0.8G + $E_{Y \max}$	304.88
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1126.28 → 247.46 ELU	571.83 → 842.55 G + Q + $E_{X \min}$	171.00 → 5.49 0.8G - $E_{Y \max}$	286.07
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	718.18 → 22.42 ELU	165.52 → 459.21 0.8G + $E_{X \min}$	75.23 → 27.23 0.8G - $E_{X \max}$	115.89
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	334.80 → 26.19 ELU	127.83 → 120.27 G + Q - $E_{X \max}$	1.73 → 26.50 0.8G - $E_{X \max}$	83.99

Tableau IV.24. Sollicitations maximales dans les voiles // y

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	V (KN)
RDC	1746.25 → 110.31 ELU	2162.44 → 1632.27 G + Q + $E_{Y \min}$	-207.27 → 149.92 0.8G + $E_{Y \max}$	442.62
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1544.67 → 61.05 ELU	1451.82 → 1308.04 G + Q + $E_{Y \min}$	99.01 → 90.85 0.8G - $E_{Y \max}$	383.07
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	992.90 → 35.15 ELU (Vy1)	375.16 → 814.78 0.8G + $E_{Y \min}$ (Vy1)	73.82 → 78.03 0.8G - $E_{X \max}$	189.83
7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	420.93 → 39.75 ELU	156.40 → 226.25 G + Q - $E_{Y \max}$	27.58 → 51.63 0.8G - $E_{X \max}$	89.72

IV.4.4. Ferrailage des voiles

Nous présentons ci-après un exemple de calcul de ferrailage d'un seul cas. Les sollicitations présentées seront utilisées pour ferrailer le voile le moins rigide (V_{x4} et V_{y2}) ce qui permet d'obtenir le ferrailage le plus défavorable. Il sera par la suite généralisé sur tous les autres voiles.

Sens X

L = 0.90 m, d = 0.85 m, e = 0.16 m.

On présente le cas de N_{min} et M_{cor}

$$\begin{cases} N_{min} = 107.59 \text{ KN.m} \\ M_{corr} = 291.43 \text{ KN.m} \\ V = 304.88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 2.70 > \frac{l}{2} = 0.45 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu}$$

On a:

$$M_{UA} = M + N(d - \frac{l}{2}) = 291.43 \times 10^{-3} + 107.59 \times 10^{-3} \times (0.85 - \frac{0.9}{2})$$

$$M_{UA} = 0.334 \text{ MN.m}$$

$$Nu(d - d') - M_{UA} = 107.59 \times 10^{-3} (0.85 - 0.05) - 0.334 = -0.248 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d) b.h.f_{bu} = (0.337 \times 0.90 - 0.81 \times 0.05) \times 0.16 \times 0.9 \times 18.48 = 0.699 \text{ MN.m}$$

Donc SPC le calcul se fait par assimilation a la flexion simple.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = 14.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = -12.74 \text{ MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 0.42 \text{ m}$$

✓ **Armature verticales :**

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.334}{0.16 \times 0.85^2 \times 18.48} = 0.156$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.213$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.777 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z \times f_{st}} = \frac{0.334}{0.777 \times 400} = 10.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = 8.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{tendu}} = 0.2\% \times 0.42 \times 0.16 = 1.34 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{\min}^{\text{comprimé}} = 0.1\% (e \times L_c)$

Avec : $L_c = L - 2L_T = 0.06\text{m}$

$$A_{\min}^{\text{comprimé}} = 0.096 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 0.16 \times 0.9 = 2.16 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 e ; 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

✓ **Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 304.88 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.9 \times f_e}$$

$$V_d = 1.4V_{\max} = 426.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_d}{e \times d} = \frac{426.83 \times 10^{-3}}{0.16 \times 0.85} = 3.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau_u \text{ donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

• **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5 e ; 30\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{3.13 \times 0.16 \times 0.2}{0.9 \times 400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% b \times S_t = 0.48 \text{ cm}^2$$

Les autres résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant à tous les niveaux :

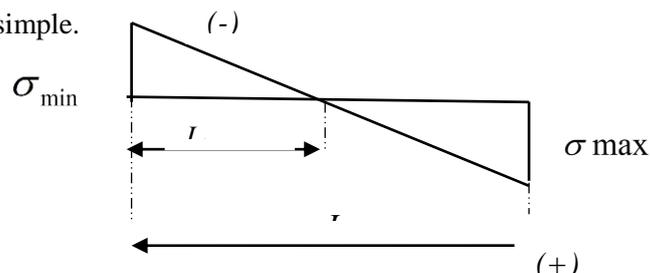


Figure V.3. Diagramme des contraintes

Tableau IV.25. Section d'armatures // x

Niveaux		$N_{max} \rightarrow N_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow N_{corr}$
RDC	Type de section	SPC	SPC	SPC
	A_{cat}	0	0	8.06
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	Type de section	SPC	SPC	SEC
	A_{cat}	0	0	0
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	Type de section	SEC	SPC	SPC
	A_{cat}	0	0	0
7 ^{ème} , 8 ^{ème} Etage Et N10 (cage d'ascenseur)	Type de section	SEC	SPC	SPC
	A_{cat}	0	2.41	0.73

Tableau IV.26. Section d'armatures // y

Niveaux		$N_{max} \rightarrow N_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow N_{corr}$
RDC	Type de section	SPC	SPC	SPC
	A_{cat}	0	23.29	4.68
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	Type de section	SPC	SPC	SPC
	A_{cat}	0	9.90	0
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	Type de section	SEC	SPC	SPC
	A_{cat}	0	0	0.12
7 ^{ème} , 8 ^{ème} Etage Et N10 (cage d'ascenseur)	Type de section	SEC	SPC	SPC
	A_{cat}	0.72	0	0.34

D'après le tableau, la section de ferrailage la plus défavorable est obtenue avec N_{min} et M_{cor} .

✓ **Choix des barres :**

Armatures verticales :

En zone tendue $A = 8HA12 = 9.05cm^2$

Armatures horizontales :

$A_h = 2HA14 = 3.08cm^2$ Chaque 20 cm

Le calcul est mené de la même manière pour le sens y. Les résultats de calcul sont résumés dans le Tableau IV.26

Tableau IV.27. Ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux :

Niveau	RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} , 8 ^{ème} Etage Et N10 (cage d'ascenseur)
Section	0,16×1.9	0,15×1.9	0,15×1.9	0,15×1.9
N(KN)	1632.27	1308.04	73.82	27.58
M(KN.m)	2162.44	1451.82	78.03	51.63
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	442.62	383.07	189.83	89.72
τ (MPa)	2.04	1.88	0.93	0.44
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	23.29	9.90	0.12	0.34
A_{min} (cm ²)	0.72	0.81	0.85	0.48
N_{barre}	14HA14	14HA12	14HA12	14HA12
$A_{adopté}$	21.55	15.89	15.89	15.89
S_t (cm)	10	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.81	1.56	0.8	0.37
A_h^{min} (cm ²)	0.48	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1,57	1,57	1,57
N_{barre}	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Schéma de ferrailage : Les schémas de ferrailage sont représentés dans l'ANNEXE 6 (Figure 9).

IV.5. Conclusion :

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés à la flexion composée. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par logiciel de calcul Etabs et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand a elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Etabs

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel Etabs Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

V.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La charge à transmettre au sol ;
- ✓ La dimension des trames ;
- ✓ La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- ✓ Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- ✓ Les fondations semi-profondes
- ✓ Fondation profonde (semelle sous pieux)

V.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99/2003**, Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.3. Reconnaissance du sol

Selon le rapport de sol établi par laboratoire des travaux de l'Est-Antenne de Bejaia a été chargé par la SNC LE SOMMET PRO BAIFOUH ET BELOUT, par bon de commande N°02 du 25/10/2018, pour l'étude géotechnique complémentaire du site destiné à la réalisation des 27 logements promotionnels a Tala Ouriane-Bejaia.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.73 bar pour une profondeur d'ancrage de 3.67 m.

V.4. Choix du type de fondation

V.4.1. Vérification de la semelle isolée

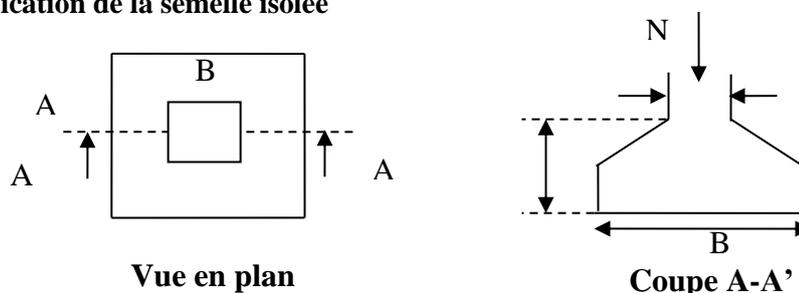


Figure V.1. Présentation des semelles isolée.

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal de compression transmis à la base :

$$N = 1106.99 \text{ KN}$$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1.73 \text{ bar}$

On a une semelle carré, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.50}{0.45} \times \frac{1106.99}{173}} \Rightarrow B \geq 2.66 \text{ m} \Rightarrow A \geq 2.39 \text{ m}$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

V.4.2. Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7.

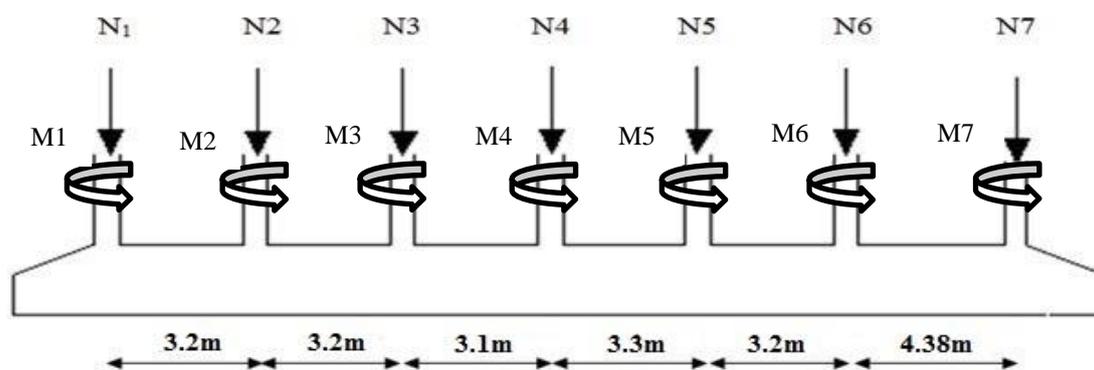


Figure V.2. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par : (la semelle est pré-dimensionnée sous N et vérifiée sous N et M).

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Tableau V.1. Efforts normaux et les moments dans le portique le plus défavorable.

Poteau	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
N_i (KN)	511.6569	962.7481	1055.0154	1106.999	987.8817	530.2428	680.071
M_i (KN.m)	4.93	5.3064	11.12	13.78	3.77	3.6517	11.62

N_i : L'effort normal provenant du poteau " i ".

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 5834.6274 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5834.6274}{173 \times 20.38} = 1.65 \text{ m}$$

On opte pour : $B = 1.7 \text{ m}$ et $L = 20.38 + 2 \times 0.75 \Rightarrow L = 21.88 \text{ m}$ (on prend un débord de 50 cm à partir du nu du poteau de chaque côté).

V.4.3. Etude de la semelle filante

1. Calcul de la hauteur de la semelle

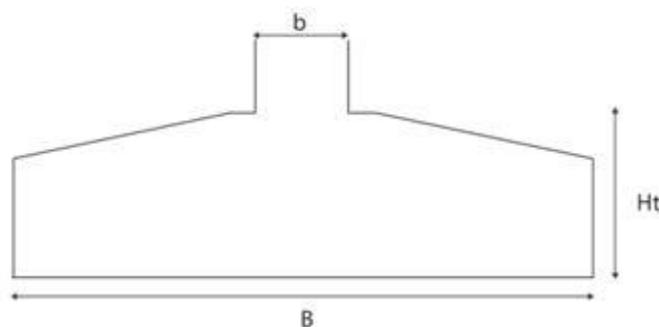


Figure V.3. Les dimensions de la semelle filante.

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \Rightarrow h \geq \frac{1.7-0.50}{4} + 0.05 = 0.35 \text{ m}$$

On opte pour : $h = 40 \text{ cm}$

2. Vérifications nécessaires

a. Vérification de la contrainte du sol

$$G_0 = 25 \times B \times L \times h = 25 \times 1.7 \times 21.88 \times 0.4 \Rightarrow G_0 = 371.96 \text{ KN}$$

$$N_{tot} = \sum_{i=1}^7 N_i + G_0 = 6206.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 0.172 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma^- = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 0.161 \text{ MPa} > 0 \Rightarrow \text{repartions trapézoïdale.}$$

$$\sigma^{réf} = \sigma^{moy} = \frac{N}{B \times L} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 0.171 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.172 + 0.161}{4} = 0.169 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.173 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b. Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$$

F_s : Coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$)

S_s : Surface de la semelle = 37.196 m

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

H : La hauteur d'ancrage de la semelle ($H = 1.5 \text{ m}$)

$N = 6206.58 \text{ KN} > 1.5 \times 1.5 \times 37.196 \times 10 = 836.91 \text{ KN} \dots\dots\dots$ vérifiée.

c. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{54.177}{6206.58} = 0.00873 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0.425 \text{ m} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

V.4.4. Ferrailage de la semelle (ELS)

• Sens principale

La semelle sera ferrillée dans le sens principal avec la méthode de bielle

$$A_{s//B} = \frac{N' \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3e}{B}\right) = 6.20658 \left(1 + \frac{3 \times 0.0087}{1.7}\right) = 6.3 \text{ MN}$$

$$A_{s//B} = \frac{6.3 \times (1.7 - 0.50)}{8 \times 0.37 \times 201.67} = 126.64 \text{ cm}^2$$

Pour 1ml.

$$A_{s//B} = \frac{126.64}{21.88} = 5.78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

• Sens secondaire

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met seulement des aciers de construction.

$$A_{s//L} = \frac{A_{s//B}}{3} = 1.93 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{Soit } 1.93 \times 1.7 \text{ sur } B = 3.28 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$S_{//B} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$S_{//L} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sur } B \quad 7HA10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

V.4.5. Calcul de la poutre de rigidité

1. Dimensionnement

$$L_{\max} = 4.38 \text{ m}$$

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 48.66 \text{ cm} \leq h \leq 73 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$ (Dimensions ajustés en fonction du calcul de ferrailage)

2. Calcul les charges sur la poutre de rigidité

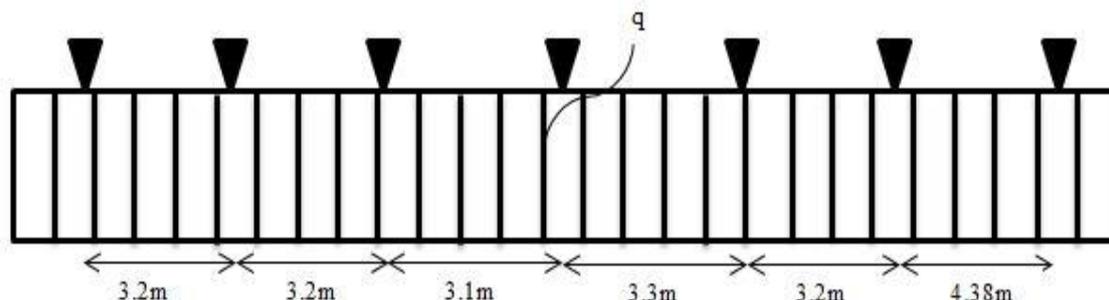


Figure V.4. Schéma statique de la poutre de rigidité.

$$q_u = \frac{\sum N_U}{L} \Rightarrow q_u = \frac{8399.8616}{21.88} = 383.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} \Rightarrow q_s = \frac{6206.58}{21.88} = 283.66 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau suivant.

Tableau V.2. Ferrailage de la poutre de rigidité à l'ELU.

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	605.55	29.5	4.4	4HA25 + 4HA20 = 32.21
Appui	-695.93	34.5	4.4	8HA25 = 39.27

3. Calcul à l'ELU

✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \Rightarrow A_{min} = 4.71\text{cm}^2$$

✓ Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article A. 5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.45 + 0.50 + 2 \times 0.7) \times 2 = 4.7 \text{ m}$$

$$Q_u = 1523.5167 \text{ KN} \leq 3364.77\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{840.76 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.65} = 2.15 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4. Calcul à l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	447.42	24.5	0.012473	10.7	15	161.3	201.63
Appui	-514.20	26.0	0.013320	11.7	15	161.3	201.63

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 20\right) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq (20; 60; 20) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des aciers transversaux**

Soit: $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(58.5; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.6} = 78.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.6 \times (2.36 - 0.3 \times 2.1)} = 14.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Armatures de peau**

Comme la poutre a une hauteur de 1m, le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de hauteur, comme $h = 0.7 \text{ m}$ donc :

$$A_p = 3 \times 0.7 = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 / Face = 2.26 cm².

Le schéma de ferrailage de la poutre de rigidité est représenté sur L'ANNEX 6 (Figure 10).

V.4.6. Calcul des longrines de liaison

✓ **Dimensions**

Les dimensions des longrines sont en fonctions de la catégorie de site :

Pour S2 → $b \times h \geq 25 \times 30$

On adopte $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

✓ **Ferraillage**

Les longrines sont ferraillées à la traction simple avec un effort

$$F = \max \left(\frac{N_u^{max}}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right)$$

$$N_u^{max} = 1523.51 \text{ KN} ; N_s = 1106.99 \text{ KN}$$

$$\alpha = 15 \text{ [RPA ... Tableau cf 3.3]}$$

$$F_u = \frac{1523.51}{15} = 101.56 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1106.99}{15} = 77.39 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{f_{st}} \Rightarrow \begin{cases} ELU \rightarrow A_s = \frac{101.56 \times 10^{-3}}{3489} = 2.91 \text{ cm}^2 \\ ELS \rightarrow A_s = \frac{77.39 \times 10^{-3}}{3489} = 3.83 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.6 \% (b \times h) = 5.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraillie avec } A_{min}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

Le schéma de ferraillage de longrine est représenté sur l'ANNEXE 6 (Figure 12).

V.5. Voile périphérique

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

V.5.1. Etude du voile périphérique

a. Pré dimensionnement

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

b. Dimensionnement des voiles

L'épaisseur est de : $e = 16 \text{ cm}$ alignée aux voiles de contreventement.

La hauteur de voile périphérique c'est la hauteur de l'entre-sol $h = 2.60 \text{ m}$.

c. Caractéristiques du sol (selon le rapport du sol)

Le poids spécifique $\gamma_h = 16 \text{ KN/m}^3$; L'angle de frottement $\varphi = 11^\circ$; La cohésion $c = 0.5 \text{ KN/cm}^2$

V.5.2. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma_h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C_u \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right))$$

En béton armé, l'effet de la cohésion est négligée (effet favorable).

$$G = 2.6 \times 16 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11}{2} \right) = 28.26 KN/m^2.$$

✓ La poussée due à la surcharge : $q = 10 KN/m^2$.

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11}{2} \right) = 6.79 KN/m^2$$

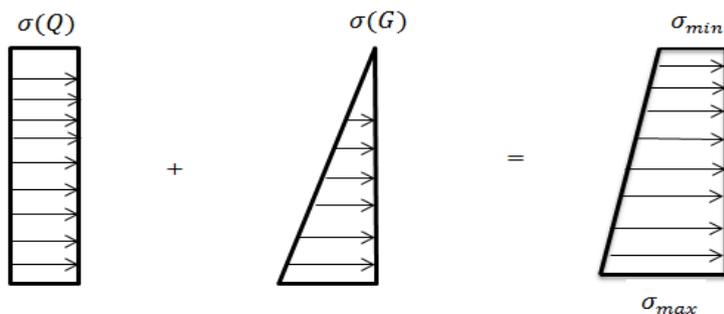


Figure V.5. Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 10.185 KN/m^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 48.33 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 38.79 KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 38.79 KN/ml.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.60 - 0.45 = 2.15m. \quad b = 100 cm.$$

$$L_y = 6.49 - 0.45 = 6.04 m. \quad e = 16cm.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.15}{6.04} = 0.35 < 0.4 \text{ donc le panneau travaille dans un sens.}$$

$$M_{0x} = \frac{q_u L_x^2}{8}$$

$$M_{0x} = 22.41 KN.m \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 19.04 KN.m$$

$$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -11.2 KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% b \times h$ (RPA).

Tableau V.4. Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A (cm ² /m)	$A_{calculé}$ (cm ² /m)	$A_{adopté}$ (cm ² /m)
Travée	x-x	19.04	0.0793	0.103	0.124	4.39	1.6	5HA12= 5.65
Appui		-11.2	0.0466	0.059	0.126	2.55		4HA10= 3.14

• Sens y-y

• Armatures de répartition en travée $A_{yy} = \frac{A_{xx}}{4} = 1.41 cm^2/m \Rightarrow A_{adopté} = 5HA10 = 3.93 cm^2/m$

✓ Espacements

$$\begin{cases} \text{sens } xx : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 cm \Rightarrow S_t = 25 cm. \\ \text{sens } yy : S_t \leq \min(2 \times e ; 25cm) = 25 cm \Rightarrow S_t = 25 cm \end{cases}$$

V.5.3. Vérifications nécessaires

a. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$, fissuration nuisible.

On a: $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} = \frac{38.79 \times 2.85}{2} = 41.69 \text{ KN}$

$\tau_{ux} = \frac{41.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.32 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

b. Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{max} = G + Q = 28,26 + 6.79 = 35.05 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{min} = Q = 6.79 \text{ KN/m}^2$

$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.98 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 0.35 \quad M_{0x} = 16.16 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 13.74 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -8.08 \text{ KN.m}$

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	Sens	$M_s(\text{KN.m})$	$Y(\text{m})$	$I(\text{m}^4)10^{-5}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	13.74	0.039	8.99	6 < 15	207.98 > 201.63
Appui		-8.08	0.03	5.608	4.41 < 15	214.79 > 201.63

On constate que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées. Les armatures doivent être recalculées à l'ELS. Les résultats de calcul obtenus sont résumés ci-après.

Tableau V.6. Section d'armature du voile périphérique à l'ELS.

Localisation	$M_s(\text{KN.m})$	$\beta(10^{-2})$	α	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{m})$	$A_{adop}(\text{cm}^2 / \text{m})$	$S_t(\text{cm})$
Travée x-x	13.74	0.403	0.306	5.82	6HA12 = 6.79	15
Appui	-8.08	0.3	0.235	3.34	5HA10 = 3.93	15

Le schéma de ferrailage du voile périphérique est représenté sur l'ANNEXE 6 (Figure 12).

V.6. Conclusion

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.2
- Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons opté pour une semelle filante, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes car la surface de contact est plus importante ce qui limite le risque de tassement différentiel, en d'autres termes, des tassements plus importants à certains endroits entraînant une instabilité.

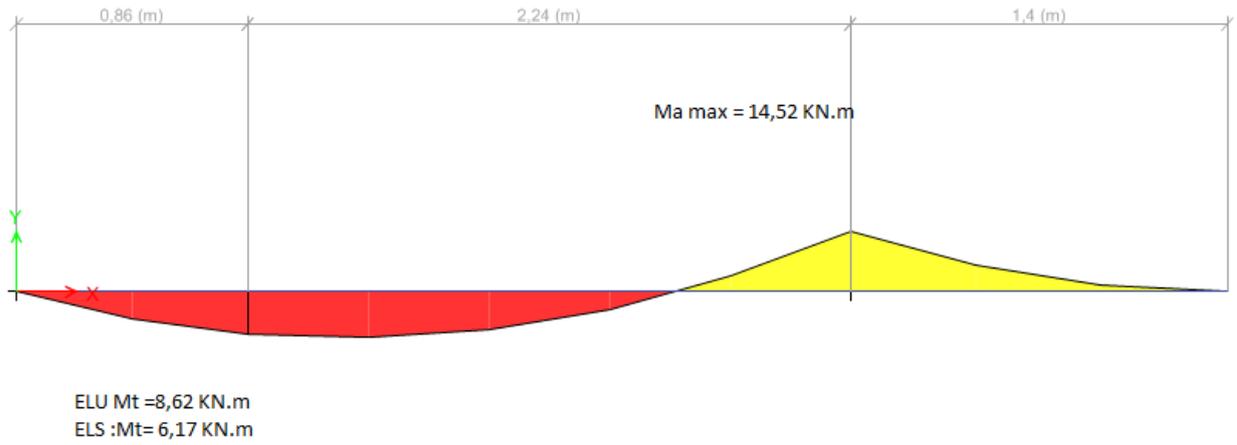


Diagramme des moments sur l'escalier

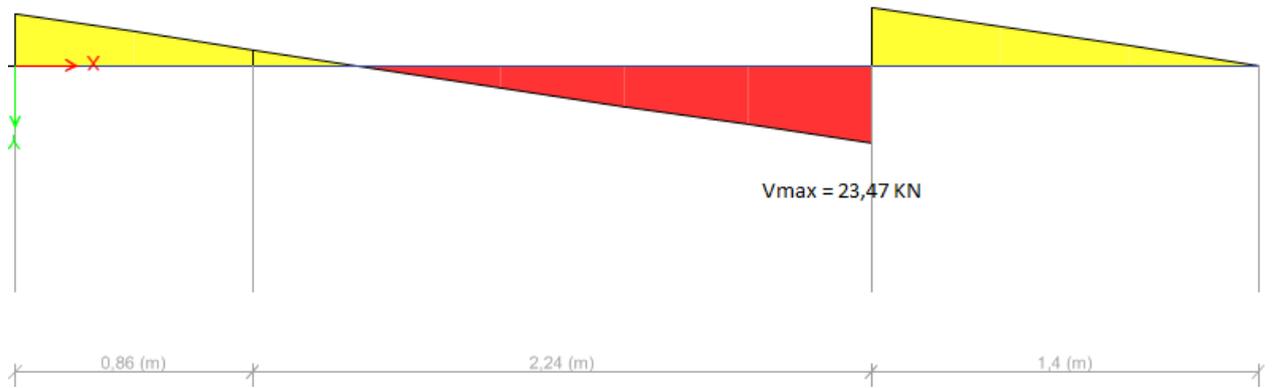


Diagramme des efforts tranchants sur l'escalier

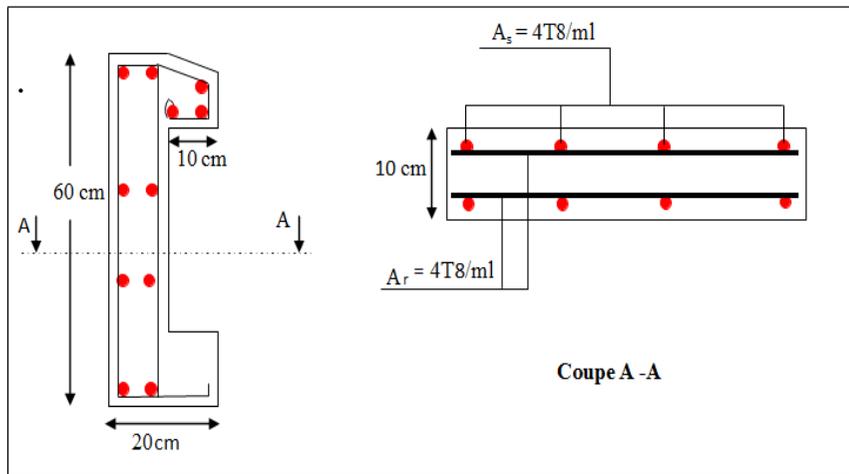


Figure 5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

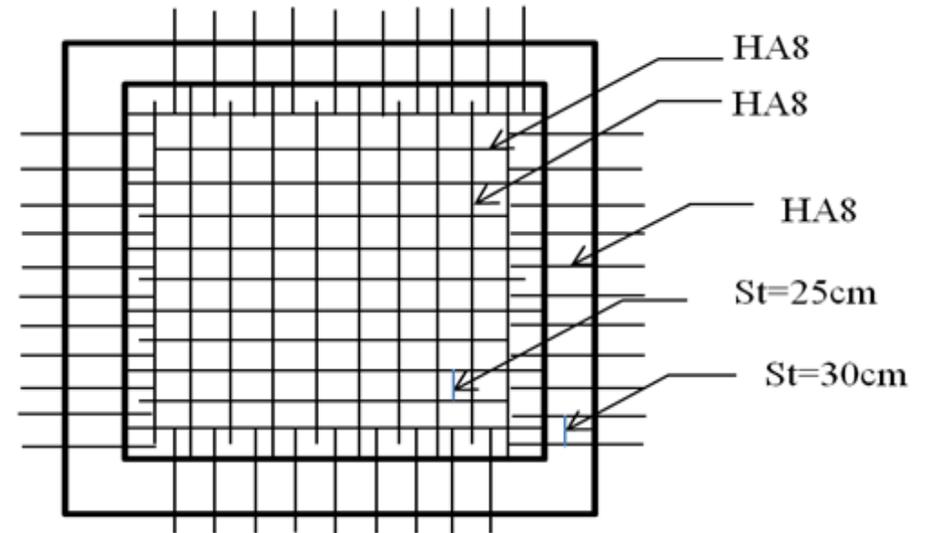
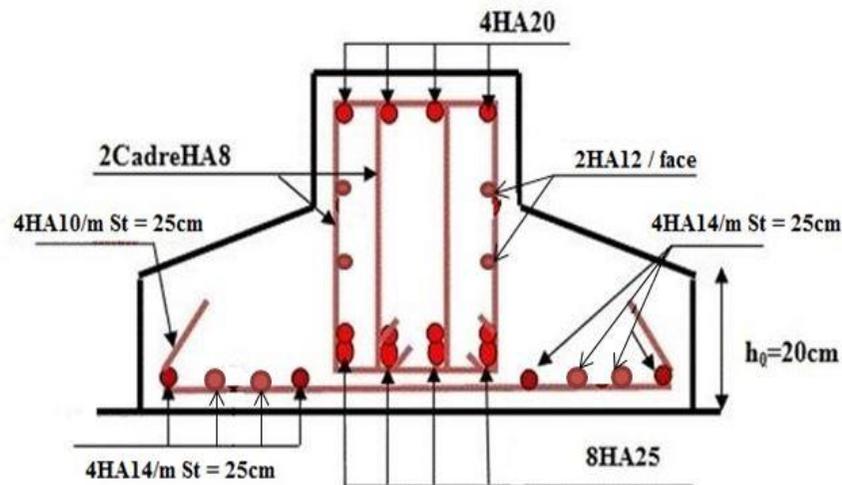


Figure 6 : Schéma de ferrailage de local machine.

En appui :



En Travée:

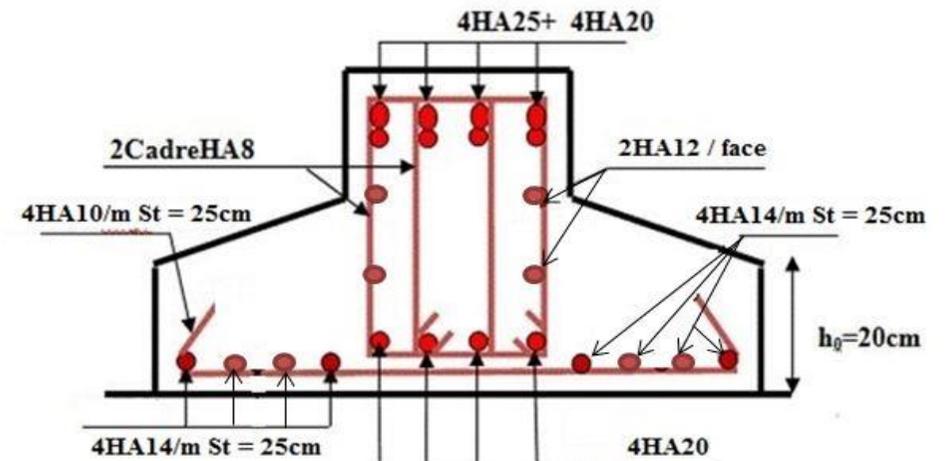


Figure 10: Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.