



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue d'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil
Option: Matériaux et Structures

Thème:

Étude d'un bâtiment (R+10) a usage d'habitation
et commerce contreventé par un système mixte (voile-portique)

Présenté par

M^r OUARET Aomar

M^{me} BOUROUBA Kenza

Encadré par

M^r ATTAL Riadh

Devant les membres de jury

M^r OURABAH

M^r IDDIR

Promotion: 2015/2016

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^r ATTAL Riadh.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et sur tout ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, merci mes parents.

*A mes chers frères et sœurs : Nadir, Mohand, Saïd, Lynda, et Smail
A ma belle femme.*

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mon meilleurs amis AROUA Massinissa et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie mon binôme BOUROUBA Kenza qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

OUARET Aomar.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et sur tout ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, merci mes parents.

A mes chers frères et sœurs

A mon chère marie.

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie mon binôme OUARET Aomar qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

BOUROUBA Kenza

Table de matière

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1.1. Introduction	3
1.2. Présentation de l'ouvrage	3
1.3. Caractéristiques des matériaux	4
1.4. Les action et sollicitation.....	9

Chapitre 2 : Etude des éléments secondaires

2.1. Introduction.	12
2.2. Etude des planchers.....	12
2.3. Etude de l'ascenseur.....	39
2.4. Etude de l'acrotère	46
2.5. Etude des escaliers	51

Chapitre 3 : Pré dimensionnement des éléments

3.1. Introduction	78
3.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	78
3.3. Descente de charge.....	80
3.4. Conclusion.....	89

Chapitre 4 : Etude sismique

4.1. Modelisation.....	91
4.2. Méthodes de calcul des forces sismiques	92
4.3. Dispositions des voiles.....	93
4.4. Modes de vibration et taux de participation massique.....	94
4.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	95
4.6. Justification du choix du système de contre vêtement mixte (verticale et horizontale).....	96
4.7. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	97
4.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	98
4.9. Vérification de la résultante des forces sismique	99
4.10. Conclusion	101

Chapitre 5 : Etudes des éléments structuraux

5.1. Introduction.....	102
5.2. Etude des poteaux.....	102
5.3. Etude des poutres.	112
5.4. Etudes des voiles	121

Chapitre 6: Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction..	130
6.2. Choix de type de fondations.....	130
6.3. Étude des fondations	130
6.4. Étude du voile périphérique.....	142

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Les plans

Table des figures

Figure 1.1 <i>Diagramme contraintes déformations</i>	5
Figure 1.2 <i>Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)</i>	6
Figure 1.3 <i>diagrammes des contraintes du béton à l'ELS</i>	7
Figure 1.4 <i>Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier</i>	9
Figure 2.1 <i>Coupe du plancher à corps creux</i>	12
Figure 2.2 <i>Schémas de la disposition des poutrelles</i>	13
Figure 2.3 <i>Schéma d'une poutrelle</i>	15
Figure 2.4 <i>Schéma statique de la poutrelle type N°3</i>	16
Figure 2.5 <i>Schémas finale de la disposition des poutrelles</i>	21
Figure 2.6 <i>Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant</i>	28
Figure 2.7 <i>Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse</i>	28
Figure 2.8 <i>Schémas de ferrailage des poutrelles du RDC</i>	28
Figure 2.9 <i>Schémas de ferrailage des poutrelles du NIV+1.02</i>	28
Figure 2.10 <i>Schémas de ferrailage de la dalle de compression</i>	29
Figure 2.11 <i>Schéma de repérage les type de dalle pleine</i>	29
Figure 2.12 <i>Schéma d'une dalle sur deux appuis</i>	30
Figure 2.13 <i>schéma de ferrailage du panneau de la dalle sur deux appuis</i>	35
Figure 2.14 <i>Dalle pleine sur quatre appuis</i>	35
Figure 2.15 <i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis</i>	39
Figure 2.16 <i>coupe transversale de Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur</i>	42
Figure 2.17 <i>Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur</i>	42
Figure 2.18 <i>Schémas représentant la surface d'impact</i>	42
Figure 2.19 <i>Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne</i>	42
Figure 2.20 <i>Schéma de ferrailage de la dalle du local machine</i>	46
Figure 2.21 <i>shama de L'acrotère</i>	46
Figure 2.22 <i>Les Sollicitations sur l'acrotère</i>	47
Figure 2.23 <i>Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	51
Figure 2.24 <i>Schéma de l'escalier</i>	51
Figure 2.25 <i>Vue en plan d'escalier d'étage d'habitation (Type 2 à deux volées)</i>	52
Figure 2.26 <i>Schéma statique de l'escalier type 2</i>	54
Figure 2.27 <i>Schéma statique de l'escalier type 2</i>	54
Figure 2.28 <i>Schéma de ferrailage d'Escalier type 2</i>	57
Figure 2.29 <i>Schéma statique de la poutre palière</i>	58

Figure 2.30	<i>Schéma ferrailage de la poutre palière.....</i>	<i>61</i>
Figure 2.31	<i>Schéma statique de l'escalier RDC.....</i>	<i>62</i>
Figure 2.32	<i>Vue en plan d'escalier de RDC (Type 1 à trois volées).....</i>	<i>62</i>
Figure 2.33	<i>Schéma statique de la 1^{er} volée</i>	<i>62</i>
Figure 2.34	<i>Schéma statique de la 1^{er} volée.....</i>	<i>62</i>
Figure 2.35	<i>Schéma de ferrailage de 1^{er} volée.....</i>	<i>65</i>
Figure 2.36	<i>Vue en plan d'escalier de RDC (Type 1 à trois volées).....</i>	<i>65</i>
Figure 2.37	<i>Schéma statique de la 1^{er} et la 3^{ème} volées.....</i>	<i>65</i>
Figure 2.38	<i>Schéma statique de la 1^{er} et la 3^{ème} volées.....</i>	<i>66</i>
Figure 2.39	<i>Schéma de ferrailage de la 1^{er} et la 3^{ème} volées.....</i>	<i>69</i>
Figure 2.40	<i>Schéma statique de la 2^{ème} et la 4^{ème} volée</i>	<i>69</i>
Figure 2.41	<i>Schéma de ferrailage de la 2^{ème} et la 4^{ème} volée</i>	<i>71</i>
Figure 2.42	<i>Section creuse équivalente.....</i>	<i>76</i>
Figure 2.43	<i>schéma de ferrailage de la poutre brisée.....</i>	<i>77</i>
Figure 3.1	<i>Vue en plan d'un voile</i>	<i>79</i>
Figure 3.2	<i>Coupe de voile en élévation.....</i>	<i>79</i>
Figure 3.3	<i>Coupe de poteau en élévation.....</i>	<i>80</i>
Figure 3.4	<i>Repérages des poteaux P1 et P2.....</i>	<i>81</i>
Figure 3.5	<i>Surface afférente du poteau P1.....</i>	<i>81</i>
Figure 3.6	<i>Surface afférente (P2).....</i>	<i>84</i>
Figure 4.1	<i>Modèle du bloc R+10.....</i>	<i>92</i>
Figure 4.2	<i>Spectre de réponse selon (x-x)</i>	<i>93</i>
Figure 4.3	<i>Spectre de réponse selon (y-y)</i>	<i>93</i>
Figure 4.4	<i>Disposition des voiles.....</i>	<i>93</i>
Figure 4.5	<i>Mode 1 translation selon x-x'(T=0.5754s).....</i>	<i>94</i>
Figure 4.6	<i>Mode 2 translation selon y-y'(T=0.5531s).....</i>	<i>95</i>
Figure 4.7	<i>Mode 3 translation autour de z-z'(T=0.4758 s).....</i>	<i>95</i>
Figure 5.1	<i>Section d'un poteau.....</i>	<i>107</i>
Figure 5.2	<i>Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux.....</i>	<i>109</i>
Figure 5.3	<i>Ferrailage des poutres principales.</i>	<i>116</i>
Figure 5.4	<i>Ferrailage des poutres secondaires.</i>	<i>117</i>
Figure 5.5	<i>Disposition des armatures verticales dans les voiles.....</i>	<i>122</i>
Figure 5.6	<i>Schéma de ferrailage de V3.....</i>	<i>129</i>
Figure 6.1	<i>Semelle isolée.....</i>	<i>131</i>
Figure 6.2	<i>Semelle filante.....</i>	<i>131</i>
Figure 6.3	<i>Présentation de la zone d'impact de la charge concentré</i>	<i>133</i>
Figure 6.4	<i>Schéma de ferrailage de radier.....</i>	<i>136</i>
Figure 6.5	<i>Répartition des contraintes sur le débord</i>	<i>137</i>
Figure 6.6	<i>Schéma des lignes de ruptures.....</i>	<i>137</i>
Figure 6.7	<i>Schéma statique de la nervure dans le sens X-X.....</i>	<i>138</i>

Figure 6.8 <i>Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y</i>	139
Figure 6.9 <i>Schéma de ferrailage de la nervure</i>	142
Figure 6.10 <i>Schéma de ferrailage du voile périphérique</i>	145

Table des tableaux

Tableau 2.1	<i>Évaluation des charges de Planches a corps creux pour terrasse inaccessible...</i>	13
Tableau 2.2	<i>Évaluation des charges de Planches a corps creux pour étage courant.....</i>	14
Tableau 2.3	<i>Les différents types de poutrelles.....</i>	15
Tableau 2.4	<i>Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....</i>	16
Tableau 2.5	<i>Sollicitations de la poutrelle type 3.....</i>	18
Tableau 2.6	<i>Sollicitations de la poutrelle type 4.....</i>	18
Tableau 2.7	<i>Sollicitations de la poutrelle type 5.....</i>	18
Tableau 2.8	<i>Sollicitations de la poutrelle type 6.....</i>	19
Tableau 2.9	<i>Sollicitations de la poutrelle type 7.....</i>	19
Tableau 2.10	<i>Sollicitations de la poutrelle type 3.....</i>	19
Tableau 2.11	<i>Sollicitations de la poutrelle type 4.....</i>	19
Tableau 2.12	<i>Sollicitations de la poutrelle type 5.....</i>	19
Tableau 2.13	<i>Sollicitations de la poutrelle type 1.....</i>	20
Tableau 2.14	<i>Sollicitations de la poutrelle type 2.....</i>	20
Tableau 2.15	<i>Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes.</i>	20
Tableau 2.16	<i>Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....</i>	20
Tableau 2.17	<i>Résumé des ferrailages des poutrelles.....</i>	27
Tableau 2.18	<i>Évaluation des charges de balcon.....</i>	30
Tableau 2.19	<i>Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....</i>	32
Tableau 2.20	<i>contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....</i>	33
Tableau 2.21	<i>Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....</i>	37
Tableau 2.22	<i>Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines.....</i>	40
Tableau 2.23	<i>Résultats de calcul des contraintes.....</i>	42
Tableau 2.24	<i>Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.....</i>	44
Tableau 2.25	<i>Résultats de calcul des contraintes.....</i>	46
Tableau 2.26	<i>charges et surcharges.....</i>	47
Tableau 2.27	<i>Différentes combinaison à utiliser.....</i>	48
Tableau 2.28	<i>Evaluation des charges de palier d'escalier.....</i>	53
Tableau 2.29	<i>Évaluation des charges de la volée d'escalier.....</i>	53
Tableau 2.30	<i>Evaluation des charges de Mur extérieur.....</i>	54
Tableau 2.31	<i>résultats de ferrailage du palier d'escalier de type 1.....</i>	70
Tableau 3.1	<i>Évaluation des poids propres des poteaux.....</i>	82

Tableau 3.2	<i>Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation</i>	83
Tableau 3.3	<i>Évaluation de la descente de charge de poteau P1</i>	83
Tableau 3.4	<i>Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation</i>	85
Tableau 3.5	<i>Évaluation de la descente de charge de poteau P2</i>	86
Tableau 3.6	<i>Vérification des poteaux à la compression simple</i>	88
Tableau 3.7	<i>Vérification des poteaux au flambement des poteaux</i>	89
Tableau 4.1	<i>Période de vibration et taux de participation massique</i>	94
Tableau 4.2	<i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	96
Tableau 4.3	<i>Vérification de l'interaction sous charges verticales</i>	96
Tableau 4.4	<i>Vérification de l'interaction sous charges horizontales</i>	97
Tableau 4.5	<i>Vérification des déplacements</i>	98
Tableau 4.6	<i>Vérification à L'effet P-Δ</i>	99
Tableau 4.7	<i>Valeurs des pénalités Pq</i>	99
Tableau 4.8	<i>Vérification de l'effort tranchant à la base</i>	101
Tableau 5.1	<i>Les sollicitations dans les poteaux</i>	102
Tableau 5.2	<i>Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux</i>	103
Tableau 5.3	<i>Armatures longitudinales dans les poteaux</i>	106
Tableau 5.4	<i>Les Armatures transversale dans les poteaux</i>	106
Tableau 5.5	<i>Justification de l'effort normal ultime</i>	107
Tableau 5.6	<i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	108
Tableau 5.7	<i>Vérification des sollicitations tangentes</i>	108
Tableau 5.8	<i>Ferraillage des sections des poteaux</i>	110
Tableau 5.9	<i>Sollicitations maximales dans les poutres</i>	113
Tableau 5.10	<i>Ferraillage des poutres</i>	114
Tableau 5.11	<i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	115
Tableau 5.12	<i>Vérification des armatures longitudinales au cisaillement</i>	115
Tableau 5.13	<i>Vérification de la limite de compression du béton</i>	116
Tableau 5.14	<i>Récapitulation de l'évaluation de la flèche</i>	116
Tableau 5.15	<i>Ferraillage des sections des poutres</i>	117
Tableau 5.16	<i>Moment résistant dans les poteaux</i>	120
Tableau 5.17	<i>Moment résistant dans les poutres</i>	120
Tableau 5.18	<i>Vérification des zones nodales</i>	120
Tableau 5.19	<i>Ferraillage des voiles pleins V1</i>	124
Tableau 5.20	<i>Ferraillage des voiles pleins V2</i>	125
Tableau 5.21	<i>Ferraillage des voiles pleins V3</i>	126
Tableau 5.22	<i>Ferraillage des voiles pleins V4</i>	127
Tableau 5.23	<i>Ferraillage des voiles pleins V5</i>	128
Tableau 6.1	<i>Sections de ferraillage</i>	135
Tableau 6.2	<i>Vérification des contraintes</i>	136
Tableau 6.3	<i>Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU</i>	138

Tableau 6.4 <i>Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS</i>	139
Tableau 6.5 <i>Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELU</i>	139
Tableau 6.6 <i>Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELS</i>	140
Tableau 6.7 <i>Sections de ferrailage des nervures</i>	140
Tableau 6.8 <i>Vérification de l'effort tranchant</i>	140
Tableau.6.9 <i>Vérification des contraintes</i>	141
Tableau 6.10 <i>Sections de ferrailage</i>	143
Tableau 6.11 <i>Vérification des contraintes</i>	144

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10). Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Notre étude est présentée en six chapitres

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés (béton et acier).

Le deuxième chapitre expose le calcul des éléments secondaires.

Au chapitre trois, c'est le pré dimensionnement des éléments structuraux qui sont présentés.

Au quatrième chapitre on va procéder à l'étude dynamique de la structure. Cette dernière sera modélisée par le logiciel SAP et un dispositif optimal des voiles sera adopté.

Dans le chapitre Cinq les sollicitations les plus défavorables seront tirées depuis le model réalise avec Le SAP puis on va ferrailer les éléments structuraux avec les combinaisons les plus défavorables.

En fin nous procéderons à l'étude des fondations pour choisir le type qui convient à notre structure. Est nous terminons en fin, par une conclusion générale.

Chapitre 01 Généralité

1.1. Introduction :

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

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

1.2. Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de onze niveaux (RDC +10 étages). Destiné à usage commercial au rez-de-chaussée de hauteur de 4.08 m et d'habitation aux étages supérieures de hauteur de 3.06 m, implanté à la ville de Bejaia, de la commune de TICHY, d'après les règlements parasismiques Algériennes 99 version 2003 est classé en zone de moyenne sismicité (en zone IIa), Les caractéristiques géométriques de la structure et De hauteur de 34.68 m, de longueur 27.3 m et de 24 m de largeur.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens suivant la géométrie de la structure, assurant une stabilité vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce lui confère une bonne rigidité à la flexion et à la torsion.

1.2.1. Données géotechniques du site :

- Le sol est classé selon le Règlement parasismique algérien [1] dans la catégorie S3.
- L'encrage des fondations à une profondeur de -2^m.8, de la surface du sol.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est de 1.10 bars.
- Les caractéristique mécanique au niveau de la couche allant jusqu'à -8^m de profondeur : Cohésion : $C_u=0.18$ bars, et L'angle de frottement interne $\phi=19^\circ$.

1.2.2. Caractéristiques structurales :

Les planchers sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

L'acrotère c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encasté à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède deux types d'escalier (escalier à deux et trois volées).

Les façades et les cloisons des murs extérieurs seront réalisées en doubles cloisons de briques creuses séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront en une seule paroi de brique de 10cm.

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

1.3. Caractéristiques des matériaux

1.3.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé au minimum à 350 Kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

1.3.1.1. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et les ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- Le Cure du béton.

1.3.1.2. Résistance caractéristique à la compression

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

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation : $\begin{cases} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$

1.3.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

1.3.1.4. Diagramme contraintes déformations

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

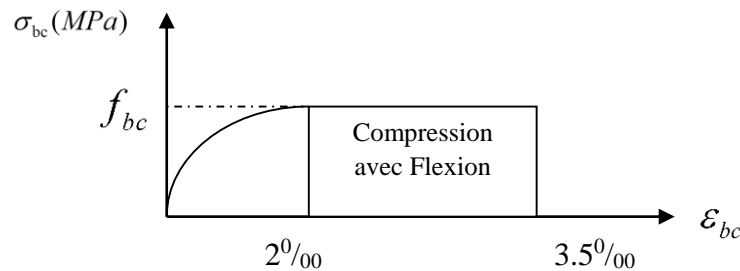


Figure 1.1 Diagramme contraintes déformations.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}) ; f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
- $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

1.3.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton

a) Etat limite ultime (ELU)

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

BAEL 91 (Article A.4.3).

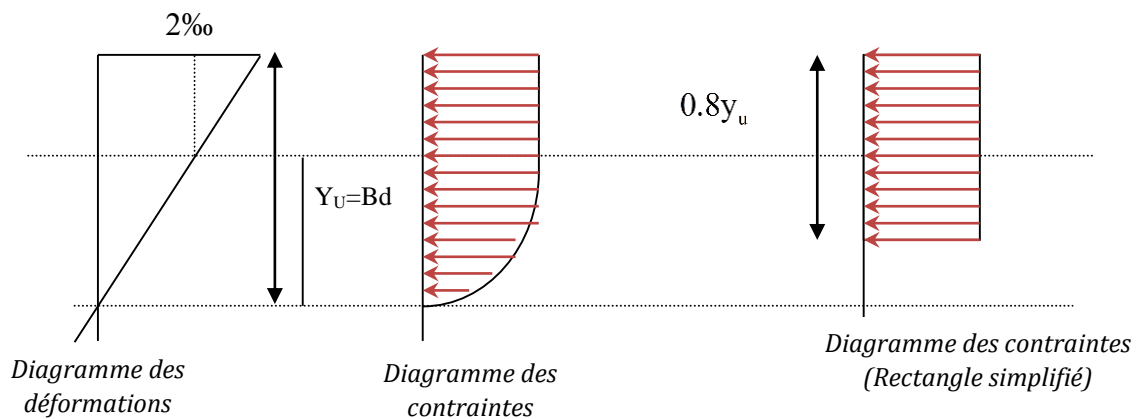


Figure 1.2 Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. → $\tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. → $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

b) Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad . \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

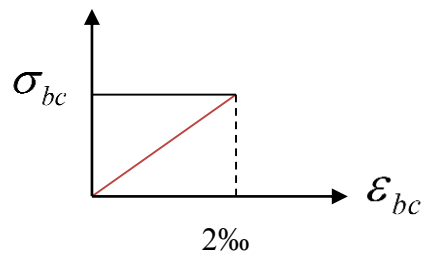


Figure 1.3 diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

1.3.1.6. Autres caractéristiques

• Module de déformation longitudinale du béton

A court terme

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPA}$.

A long terme

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ MPA}$.

• Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (v + 1)} \rightarrow \begin{cases} v = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ v = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

1.3.2. Les aciers

1.3.2.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- ❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

- ❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

- ❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

1.4.2.2. Nuances des aciers utilisés

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE500 Mpa avec Ø4

1.3.2.3. Contraintes de calcul aux états limites

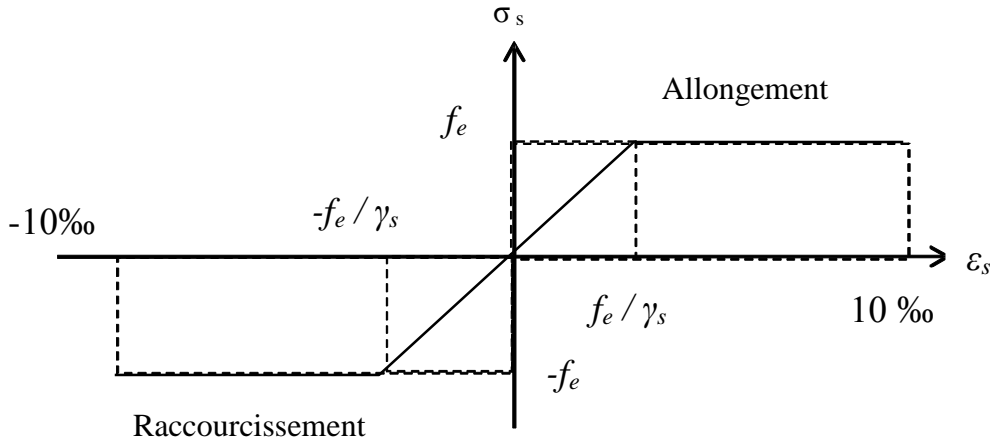
a) Etat limite ultime (ELU)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = f_c / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \varepsilon_s = f_c / \gamma_s \times E_s.$$

$$\text{Tell que : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle.} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif.} \\ E_s = 2 \times 10^2 \text{ MPa Module d'élasticité longitudinale de l'acier.} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour notre cas : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

c) Diagramme contraintes déformations CBA (A .2.2.2).



[3]

Figure 1.4 Diagramme Contrainte Déformation de L'Acier.

d) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min [(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

1.4. Les actions et sollicitations

1.4.1. Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- ✓ Poids propres des éléments de construction.
- ✓ Le poids de revêtement et cloisons.
- ✓ Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- ✓ Séisme.
- ✓ Chocs de véhicules routiers.
- ✓ Explosion.
- ✓ Vent.

1.4.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

1.4.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- ✓ Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E.$
 - $0.8G\pm E.$

Chapitre 02 Calcul des éléments secondaire

2.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

2.2. Étude des planchers

Dans notre structure nous avons optée pour un plancher à corps creux avec des parties en dalle pleins

2.2.1. Plancher à corps creux

Ils comportent les entrevous, des poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

❖ Dimensionnement

D'après le BAEL [3] la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivant :

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

L_{max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

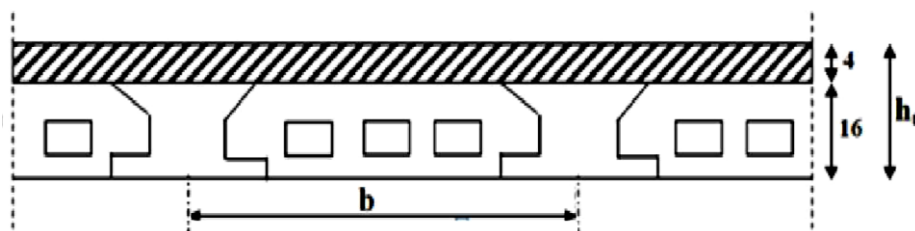


Figure 2.1 Coupe du plancher à corps creux.

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indique sur la figure ci-après

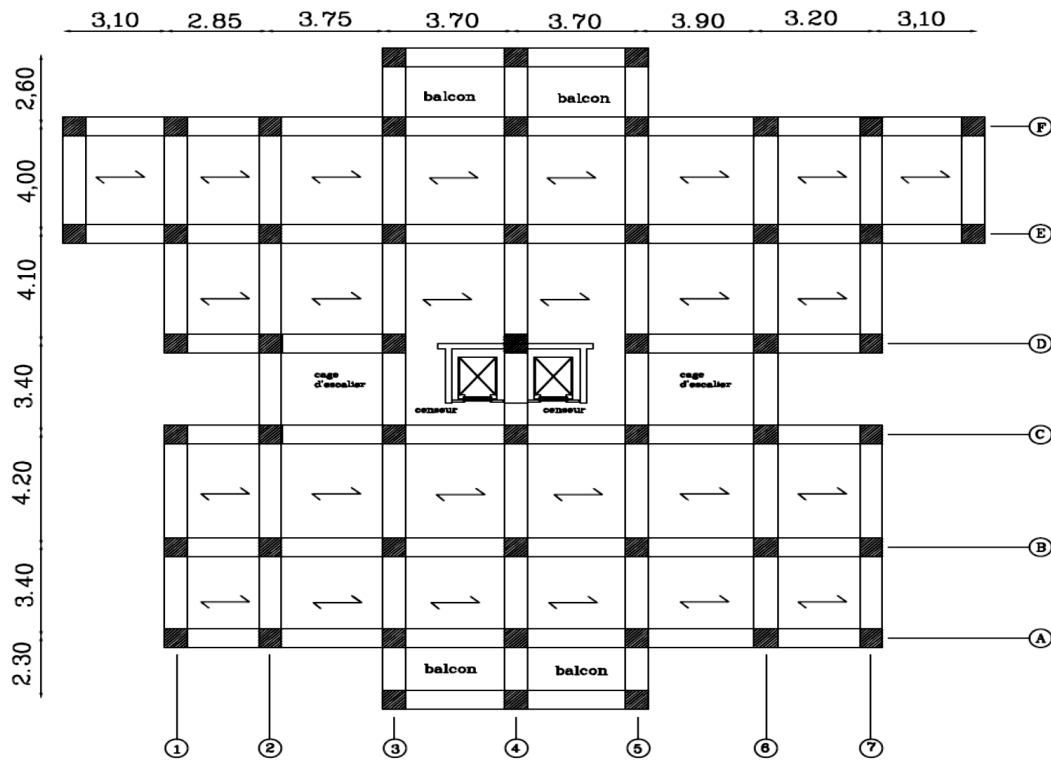


Figure 2.2 Schémas de la disposition des poutrelles

Selon la vue en plan on a : $L_{\max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq 360/22.5 \rightarrow h_t = 16 \text{ cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$$

a.1. Évaluation des charges et surcharges

a.1.1. Plancher Terrasse inaccessible

Tableau 2.1 Évaluation des charges de Planches à corps creux pour terrasse inaccessible.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
Planches à corps creux (16+4)	/	0.2	2.85
Gravillon de protection	20	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	4	0.04	0.10
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		5.70
La surcharge d'entretien	/	/	1

a.1.2. Plancher étage courant

Tableau 2.2 Évaluation des charges de Planches a corps creux pour étage courant

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
Cloisons de séparation	9	0.1	0.9
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de Sable	18	0.02	0.36
Planches à corps creux (16+4)	/	20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
La charge permanente	$G = \sum G_i$		5.11
La surcharge d'exploitation	Surcharge d'habitation		1.5

- RDC → Q = 2.5 KN/m² (commerce)

2.2.1.1. Étude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

a) Détermination de la largeur b de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

h : Hauteur du plancher = 20cm.

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance maximale entre nu de deux poutrelles.

l_y : Distance maximale entre nu des poutres perpendiculaires à l_x

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) * h_t = (8 \text{ à } 16) \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{285}{10}\right), \text{ soit : } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 * b_1 + b_0 = 67 \text{ cm ; soit : } b = 65 \text{ cm.}$$

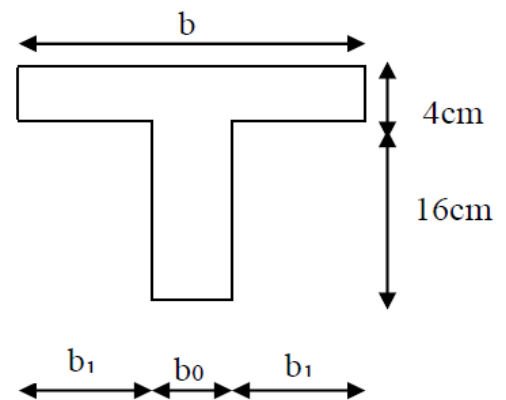
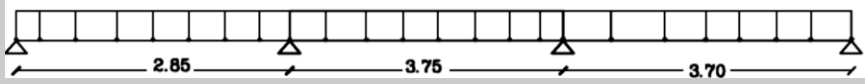
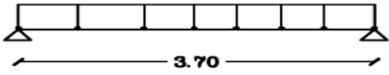
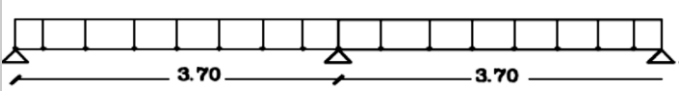

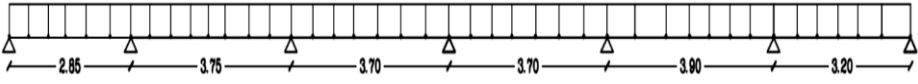
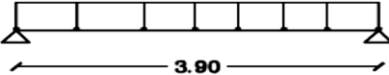
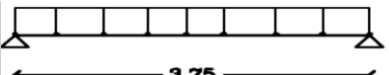


Figure 2.3. Schéma d'une poutrelle.

b) Les différents types de poutrelles

Tableau 2.3 Les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	niveau	Schémas statiques
Type 1	Niv+1.02	
Type 2	Niv+1.02	
Type 3	RDC+ Etage courant+ terrasse RDC+	
Type 4	Etage courant+ terrasse	
Type 5	RDC+ Etage courant+ terrasse	
Type 6	terrasse	
Type 7	terrasse	

c) Méthodes de calcul

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela on calcul avec de deux méthodes

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot minorée.

1. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

à l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

à l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$ Avec : $l_0 = 0.65 \text{ m}$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$.

Tableau 2.4 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	ELU				ELS	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
RDC	5.11	2.50	10.77	7.00	7.7	5.01
Etages d'habitation	5.11	1.50	9.27	6.03	6.70	4.36
Terrasse inaccessible	5.7	1.00	9.20	5.98	6.70	4.36

▪ **Vérification des conditions de BAEL**

1^{ère} condition

- Plancher terrasse inaccessible

$$G = 5.7 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 5.7 ; 5) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Plancher étage courant

$$G = 5.2 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 1.50 \leq \min(2 \times 5.11 ; 5) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Plancher RDC

$$G = 5.2 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 2.50 \leq \min(2 \times 5.11 ; 5) \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition

$$\text{type 1 : } 0.8 \leq \frac{2.85}{3.75} ; \frac{3.75}{3.70} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\text{type 3 : } 0.8 \leq \frac{3.7}{3.7} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{type 4 : } 0.8 \leq \frac{3.10}{2.85} ; \frac{2.85}{3.75} ; \frac{3.75}{3.7} ; \frac{3.7}{3.7} ; \frac{3.9}{3.9} ; \frac{3.2}{3.2} ; \frac{3.2}{3.1} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

$$\text{type 5 : } 0.8 \leq \frac{2.85}{3.75} ; \frac{3.75}{3.7} ; \frac{3.7}{3.7} ; \frac{3.7}{3.9} ; \frac{3.9}{3.2} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

La condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée dans le type 1, type4 et type 5, on applique la méthode de **CAQUOT minorée**.

2. Calcul des sollicitations

On prend comme exemple de calcul des poutrelles le type 3 du plancher étage RDC et étage courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ **Calcul de la poutrelle type 3 du plancher étage RDC et étage courant :**

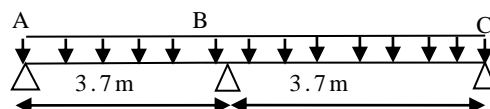


Figure 2.4 Schéma statique de la poutrelle type N°3

Les quatre conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations.

- Calcule des moments isostatiques

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{P_U \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{P_U \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 11.98 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_0^{AB} = \frac{P_S \times L_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_0^{BC} = \frac{P_S \times L_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = 8.57 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis

Appuis de rive

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

$$\text{A l'ELU : } M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.29 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires

$$\text{A l'ELU : } M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -7.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_B = -0.6 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_B = -5.14 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.2} = 0.32$$

$$(1) M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots T.R \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots\dots T.I \end{cases}$$

$M_t = \max (1) \text{ et } (2)$

A l'ELU

Travée AB

$$M_t^{AB} = 7.911 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Travée AB

$$M_t^{AB} = 5.717 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 7.91 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_t^{BC} = 5.717 \text{ KN.m}$$

▪ Les efforts tranchants

A l'ELU

Travée AB

$$V_A = 11.148KN$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = 12.82KN$$

Travée BC

$$V_B = 12.82KN$$

$$V_C = V_A = 11.148KN$$

3. Les sollicitations pour chaque type de poutrelle

Les sollicitations obtenues à L'ELU et L'ELS sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

a) Plancher terrasse inaccessible

Type 3: Méthode forfaitaire

Tableau2.5 Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.70	6.026	4.355	0	0	-6.187	-4.471	7.911	5.717	11.148	-12.82
B-C	3.70	6.026	4355	-6.187	-4.471	0	0	7.911	5.717	12.82	-11.14

Type 4 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau2.6 Sollicitations de la poutrelle type 4.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.10	5.947	4.297	4.452	3.189	0	0	-4.054	-2.904	5.261	3.812	7.91	-10.526
B-C	2.85	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.054	-2.904	-3.854	-2.761	2.084	1.531	8.545	-8.404
C-D	3.75	5.947	4.297	4.452	3.189	-3.854	-2.761	-4.652	-3.332	6.205	4.51	10.938	-11.363
DE	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.652	-3.332	-4.589	-3.287	5.556	4.044	11.019	-10.985
EF	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.589	-3.287	-4.85	-3.748	5.458	3.973	10.931	-11.072
FG	3.90	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.85	-3.474	-5.233	-3.748	6.709	4.877	11.725	-11.468
GH	3.2	5.947	4.297	4.452	3.189	-5.233	-3.748	0	0	3.284	2.4	9.527	-9.503
HI	3.10	5.947	4.297	4.452	3.189	0	0	0	0	5.152	3.734	10.608	-7.828

Type 5 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau2.7 Sollicitations de la poutrelle type 5.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (K N)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	2.85	5.947	4.297	4.452	3.189	0	0	-4.49	-3.216	4.002	2.903	6.899	-10.05
BC	3.75	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.49	-3.216	-4.652	-3.332	5.883	4.279	11.107	-11.194
CD	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.652	-3.332	-4.589	-3.287	5.556	4.044	11.019	-10.985
DE	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.589	-3.287	-4.85	-3.474	5.458	3.973	10.931	-11.072
EF	3.90	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.85	-3.474	-7.433	-5.324	5.202	3.797	10.934	-12.259
FG	3.20	5.947	4.297	4.452	3.189	-7.43	-5.32	0	0	4.349	3.16	11.838	-7.192

Type 6: Travée isostatique.

Tableau 2.8 Sollicitations de la poutrelle type 6.

Travée	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.9	5.977	4.355	0	0	0	0	11.364	8.28	11.655	-11.655

Type7: Travée isostatique.

Tableau 2.9 Sollicitations de la poutrelle type 7.

Travée	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.75	5.977	4.355	0	0	0	0	10.506	7.655	11.20	-11.20

b) Plancher RDC et Etage courant

Type 3: Méthode forfaitaire

Tableau 2.10 Sollicitations de la poutrelle type 3.

Travées	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.70	6.026	4.355	0	0	-6.187	-4.471	7.911	5.717	11.148	-12.82
B-C	3.70	6.026	4355	-6.187	-4.471	0	0	7.911	5.717	12.82	-11.14

Type 4 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau 2.11 Sollicitations de la poutrelle type 4.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.10	5.947	4.297	4.452	3.189	0	0	-4.054	-2.904	5.261	3.812	7.91	-10.526
B-C	2.85	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.054	-2.904	-3.854	-2.761	2.084	1.531	8.545	-8.404
C-D	3.75	5.947	4.297	4.452	3.189	-3.854	-2.761	-4.652	-3.332	6.205	4.51	10.938	-11.363
D-E	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.652	-3.332	-4.589	-3.287	5.556	4.044	11.019	-10.985
E-F	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.589	-3.287	-4.85	-3.748	5.458	3.973	10.931	-11.072
F-G	3.90	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.85	-3.474	-5.233	-3.748	6.709	4.877	11.725	-11.468
G-H	3.2	5.947	4.297	4.452	3.189	-5.233	-3.748	0	0	3.284	2.4	9.527	-9.503
H-I	3.10	5.947	4.297	4.452	3.189	0	0	0	0	5.152	3.734	10.608	-7.828

Type 5 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau 2.12 Sollicitations de la poutrelle type 5.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	2.85	5.947	4.297	4.452	3.189	0	0	-4.49	-3.216	4.002	2.903	6.899	-10.05
BC	3.75	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.49	-3.216	-4.652	-3.332	5.883	4.279	11.107	-11.194
CD	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.652	-3.332	-4.589	-3.287	5.556	4.044	11.019	-10.985
DE	3.70	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.589	-3.287	-4.85	-3.474	5.458	3.973	10.931	-11.072
EF	3.90	5.947	4.297	4.452	3.189	-4.85	-3.474	-7.433	-5.324	5.202	3.797	10.934	-12.259
FG	3.20	5.947	4.297	4.452	3.189	-7.43	-5.32	0	0	4.349	3.16	11.838	-7.192

c) Plancher Niv +1.02

Type 1 : Méthode de Caquot minorée.

Tableau 2.13 Sollicitations de la poutrelle type 1.

Travées	L (m)	P (KN/m)		P' (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	P' _u	P' _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	2.85	6.026	4.355	4.505	3.228	0	0	-4.543	-3.256	4.058	2.944	6.993	-10.181
B-C	3.75	6.026	4.355	4.505	3.228	-4.543	-3.256	-6.143	-4.401	5.265	3.837	10.872	-11.725
C-D	3.7	6.026	4.355	4.504	3.228	-6.14	-4.40	0	0	7.469	5.414	12.808	-9.488

Type2: Travée isostatique.

Tableau 2.14 Sollicitations de la poutrelle type 2.

Travée	L (m)	P (KN/m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
		P _u	P _s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s		
A-B	3.7	6.026	4.355	0	0	0	0	10.312	7.452	11.148	-11.148

Tableau 2.15 Récapitulatif des sollicitations des différents types de poutrelles existantes.

Types de p ^{lles}	ELU			ELS			V (KN)
	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Niveau : +1.02							
1	7.469	-6.143	-1.18	5.414	-4.401	-0.85	12.808
2	10.312	0	-1.54	7.452	0	-1.11	11.148
Niveau :RDC							
3	9.554	-7.188	-1.79	6.831	-5.139	-1.28	-12.29
4	7.651	-5.726	-1.59	5.511	-4.225	-1.10	13.81
5	6.68	-9.149	-1.56	4.816	-6.475	-1.10	-14.45
Niveau : Etages courants							
3	7.911	-6.187	-1.546	5.717	-4.471	-1.11	12.82
4	6.805	-4.908	-1.28	4.946	-3.517	-0.92	11.881
5	5.968	--7.521	-1.28	4.341	-5.389	-0.92	-12.42
Niveau: terrasse inaccessible							
3	7.452	-6.137	-1.53	5.589	-4.471	-1.11	-12.716
4	6.913	-4.696	-1.22	5.058	-3.399	-0.88	-11.41
5	6.082	--7.196	-1.22	4.452	--5.209	-0.88	-12.29
6	11.364	0	-1.81	8.28	0	-1.24	11.655
7	10.506	0	-1.57	7.655	0	-1.14	11.207

Tableau 2.16 Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Désignation	ELU			ELS			V (KN)
	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Niveau +1.02	10.312	-6.143	-1.54	7.452	-4.401	-1.11	12.808
RDC	9.554	-7.521	-1.79	6.831	-6.475	-1.28	-14.45
Etages courants	7.911	-7.521	-1.546	5.717	-5.389	-1.11	12.82
Plancherterrasse	11.364	-7.196	-1.81	8.28	-5.209	-1.24	-12.716

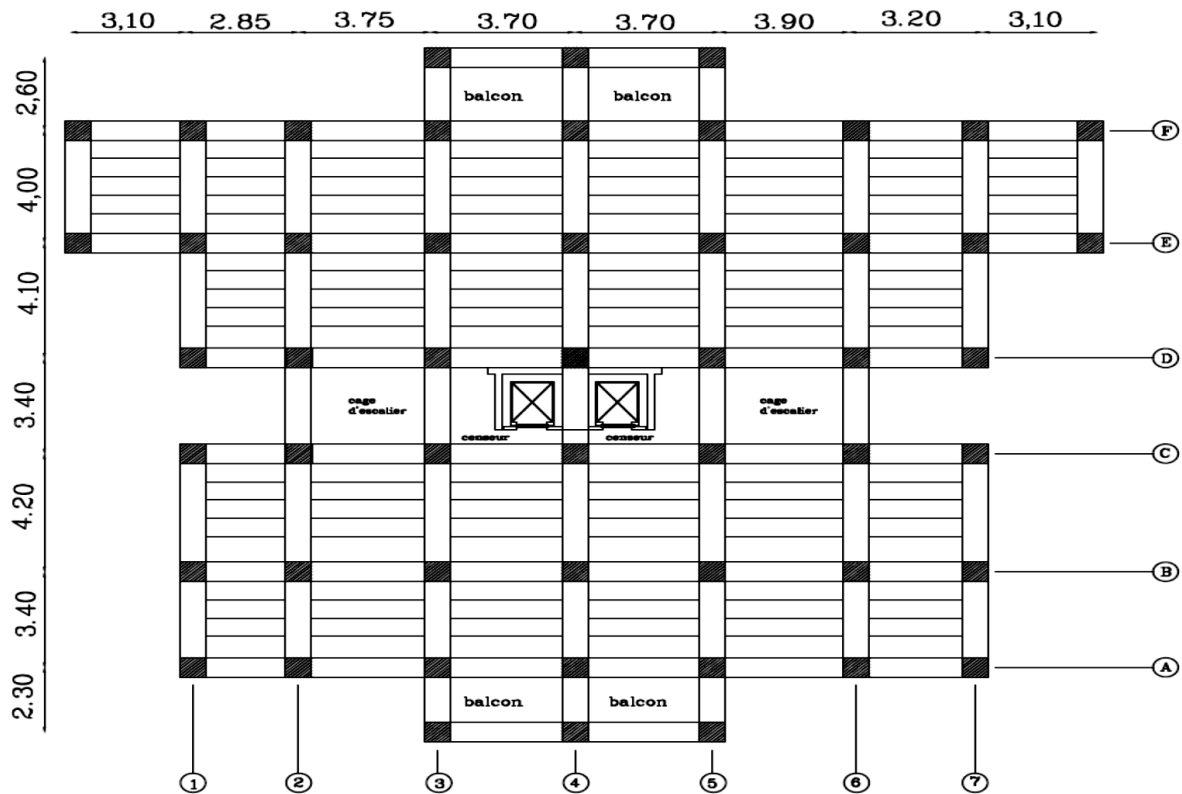


Figure 2.5 Schémas finale de la disposition des poutrelles

4. Ferrailage des poutrelles

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Exemple de calcul plancher étage courant

a) Calcul à l'ELU

Ferrailages longitudinales

• Le moment équilibré par la table :

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} : $d=0.9h$

Si : $M_u \leq M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.072 \text{ KN.m}$$

On a $M_t^{max} = 7.911 \text{ KN.m}$

$M_{tu} \geq M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire ($b \times h$).

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.911 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.026 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$.

$$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée}).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.032) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{7.911 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{t \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{t \min} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{tr} = 1.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{t \min} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Appuis intermédiaires :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.521 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.136 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A :

$$\mu_{bu} = 0.136 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée}).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.136}) \Rightarrow \alpha = 0.183$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.183) = 0.169 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{7.521 \times 10^{-3}}{348 \times 0.169} = 1.28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{a \min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.60 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{a \min} = 0.260 \text{ cm}^2 < A_a = 1.28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ar}^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.54 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.027 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

Donc On est dans le pivot A : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu_{bu} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) \Rightarrow \alpha = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.034) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{ar} = \frac{M_{ar}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{ar} = \frac{1.54 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 2.5 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.250 \text{ cm}^2$$

$$A_{ar \text{ min}} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{ar \text{ min}} = 0.260 \text{ cm}^2 > A_{ar} = 0.250 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$

Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

$$V^{max} = 20.72 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.82 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.592 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

Ferraillages transversales :

Choix des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_i^{min}; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

• L'espace :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28}K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.12(0.592 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.12} = 0.47 \text{ m} = 47 \text{ cm}$$

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

Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

• Appuis de rive :

On a : $M_u = 0$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{12.82 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.36 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.05 + 1.13 = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 > 0.36 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire :**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(7.911 - \frac{12.82}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l \geq -2.04 \times 10^{-4} m^2 = -2.04 cm^2$$

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Soit : a = min [0.9d ; largeur de l'appui -4cm]= 16.2 cm

$$20.72 KN \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 18 \times 10^3 = 93.428 KN \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{12.82 \left(\frac{0.65-0.12}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.45 Mpa$$

$$\tau_u = 1.45 Mpa < \bar{\tau}_u = 3.33 Mpa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Calcul à l'ELS :

Etat limite de compression :

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

- En travée : $M_l^{max} = 5.717 KN.m$

Position de l'axe neutre y:

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{(BAEL91. L. III. 3)}$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.90 \times 10^{-4} m$$

$$H = 1.19 \times 10^{-4} m > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section $b \times h$.

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$32.5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots (1) \dots\dots \text{Solution d'équation : } y = 3.23 cm$$

Moment d'inertie I de la section efficace :

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

$$I = \frac{65}{3} 3.23^3 + 15 \times 1.57 (16.2 - 3.23)^2 \rightarrow I = 4691.73 cm^4$$

Contrainte de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.14 \times 10^{-3}}{4691.73 \times 10^{-8}} \times 0.0323 = 3.93 Mpa$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.93 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée. (BAEL E. III. 2)}$

- En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max} = -5.389 KN.m$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots (2) \dots \dots \text{Solution d'équation : } y = 6.21 \text{ cm}$$

$$I = \left(\frac{b_0}{2} \times y^3\right) + (15 \times A) \times (d - y)^2$$

$$I = \left(\frac{12}{2} \times 6.21^3\right) + (15 \times 1.57) \times (16.2 - 6.21)^2$$

$$I = 3829.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.389 \times 10^{-3}}{3829.72 \times 10^{-8}} \times 0.0621 = 8.73 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.73 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contres flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

5. Evaluation de la flèche :

Pour illustrer l'évaluation de la flèche on prendra comme exemple la poutrelle type 2 du plancher étage d'habitation.

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article B 6.5.)}$$

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.054 < 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = 0.74 \text{ cm}$$

* f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

* f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

* f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{Si la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.2 + 1.5) = 4.35 \text{ KN/m} \Rightarrow$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{ser} = 0.76 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.76 \times \frac{1.85 \times 3.40^2}{8} = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.76 \times \frac{3.38 \times 3.40^2}{8} = 3.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.76 \times \frac{4.35 \times 3.40^2}{8} = 4.77 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section géométrique :

Position de l'axe neutre : $y = 3.23 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace : $I = 4691.73 \text{ cm}^4$

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_g = 7.10 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_g^3 + b_0 \frac{(h - y_g)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_g - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_g)^2 + A'(y_g - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 7.10^3 + 12 \frac{(20 - 7.10)^3}{3} - (65 - 12) \frac{(7.10 - 4)^3}{3} + 15[2.36(16.2 - 7.10)^2] =$$

$$I_0 = 18746.66 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.67 \times (0.162 - 0.039) \times 10^{-3}}{83230 \times 10^{-8}} = 67.85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.88 \times (0.162 - 0.039) \times 10^{-3}}{83230 \times 10^{-8}} = 123.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{62.8 \times (0.162 - 0.039) \times 10^{-3}}{83230 \times 10^{-8}} = 159.54 \text{ Mpa}$$

Interties fictive (I_f): (BAEL B.6.5, 2)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 16.2} = 0.0145$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 1.81 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.72 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0145 \times 67.85 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.27$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0145 \times 123.96 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.51$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0145 \times 159.54 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.59$$

$$If_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow If_{ij} = \frac{1.1 \times 18746.66}{1 + 1.81 \times 0.27} = 13851.9 \text{ cm}^4$$

$$If_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{ig} = 7202.9 \text{ cm}^4$$

$$If_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{ip} = 3483.19 \text{ cm}^4$$

$$If_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow If_{vg} = 2547.68 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$ (Module de déformation longitudinale différée du béton).

$E_{ij} = 3 \times E_v = 32456.59 \text{ Mpa}$ (Module de déformation longitudinale instantanée du béton).

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ji}} = \frac{2.76 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32456.59 \times 13851.9 \times 10^{-8}} = 0.0087 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{gi}} = \frac{4.88 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32456.59 \times 7202.9 \times 10^{-8}} = 0.032 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{pi}} = \frac{62.8 \times 10^{-3} \times 3.4^2}{10 \times 32456.59 \times 3483.19 \times 10^{-8}} = 0.032 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{gv}} = \frac{9.68 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 10818.86 \times 22202.53 \times 10^{-8}} = 0.0109 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Delta f_t = 0.041 - 0.0087 + 0.032 - 0.00607$$

$$\Delta f_t = 0.58 \text{ cm} < f_{adm} = 0.74 \text{ cm}$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

Tableau 2.17 Résumé des ferrillages des poutrelles.

	Zone	A calculé (cm ²)	A min (cm ²)	Barres	A cm ²)
Niv+1.02	Travée	1.28	1.41	3HA10	2.36
	Appuis inter	1.28	0.260	2 HA 10	1.57
	Appuis de rive	0.250	0.260	1 HA 10	0.79
Etage courant	Travée	1.28	1.41	3HA10	2.36
	Appuis inter	1.28	0.260	2 HA 10	1.57
	Appuis de rive	0.250	0.260	1 HA 10	0.79
RDC	Travée	1.28	1.41	3HA10	2.36
	Appuis inter	1.28	0.260	2 HA 10	1.57
	Appuis de rive	0.250	0.260	1 HA 10	0.79
Terrasse	Travée	1.28	1.85	3HA10	2.36
	Appuis inter	1.28	1.40	2 HA 10	1.57
	Appuis de rive	0.290	0.260	1 HA 10	0.79

6. Schémas de ferrailage des poutrelles :

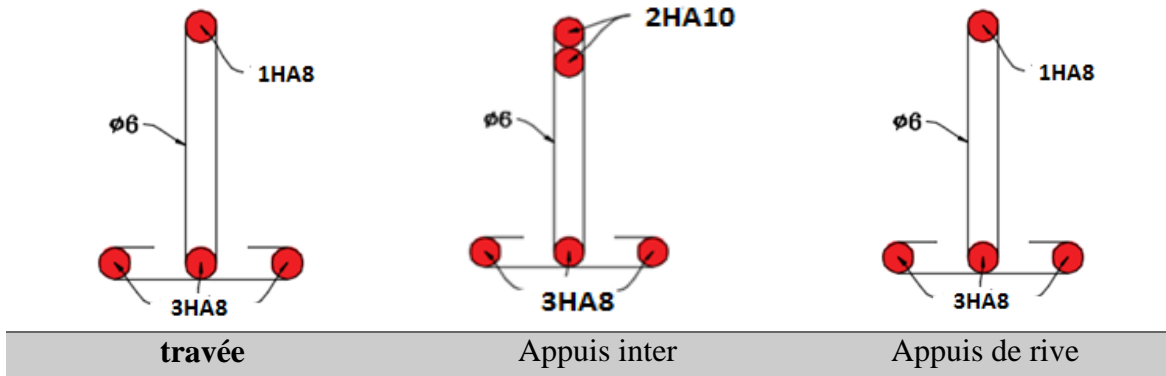


Figure2.6 : Schémas de ferrailage des poutrelles étage courant

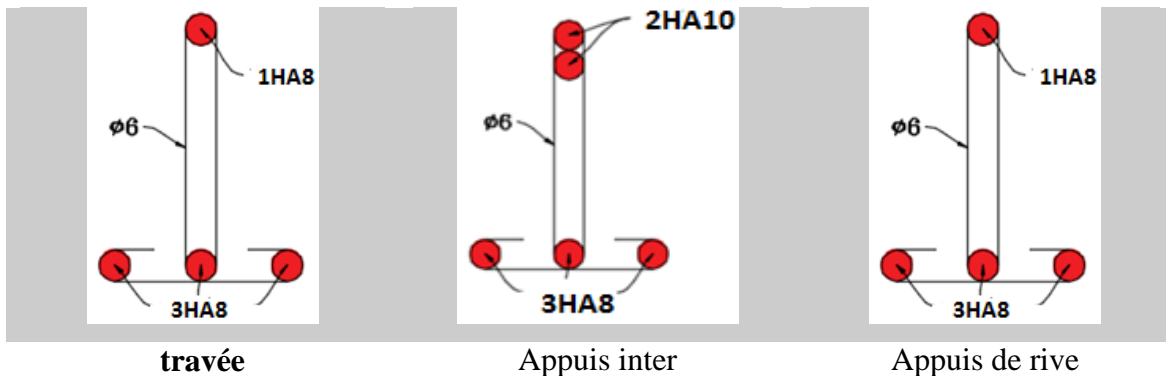


Figure2.7 : Schémas de ferrailage des poutrelles de la terrasse.

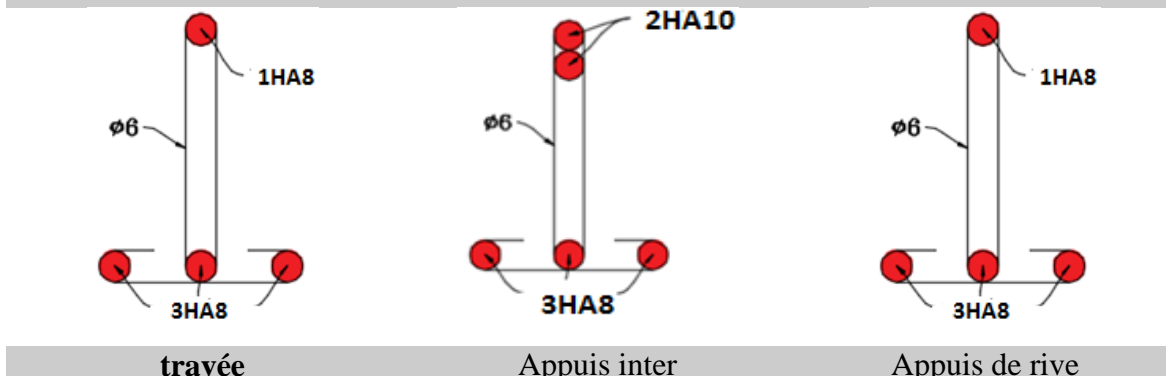


Figure2.8 Schémas de ferrailage des poutrelles du RDC

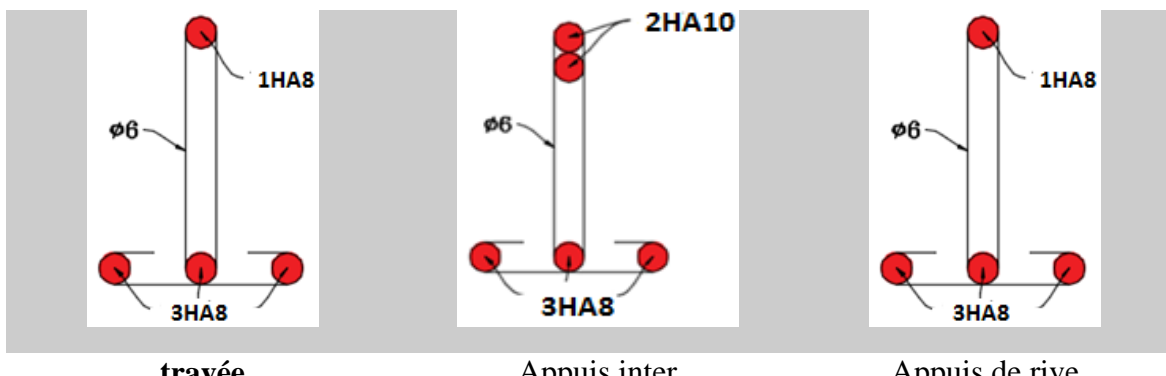


Figure2.9 : Schémas de ferrailage des poutrelles du NIV+1.02

2.2.1.2. Etude de la dalle de compression:

On utilise un treillis soudé de nuance $f_e = 500$ MPA

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_t = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

$$6\Phi 4 = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml} ; (\text{st} = 15 \text{ cm}) \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{tr} = \frac{A_t}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit :

$$6\Phi 4 = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml} ; (\text{st} = 15\text{cm}) \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

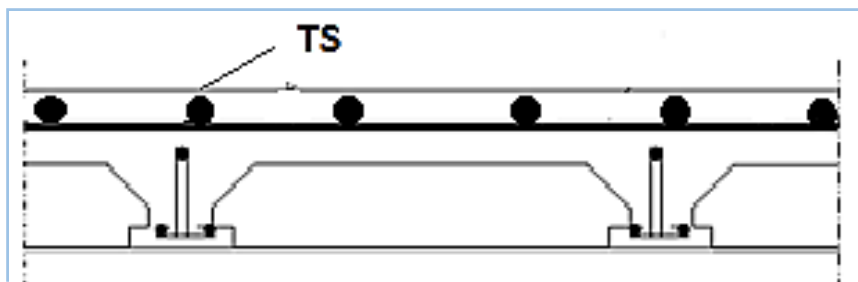


Figure 2.10 Schémas de ferrailage de la dalle de compression

2.2.2. Etude des dalles pleines :

Ce sont des planchers totalement en béton arme coule sur place. Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton arme.

Notre projet comporte deux types de dalle pleine

- Dalle pleine sur deux appuis
- Dalle pleine sur quatre appuis

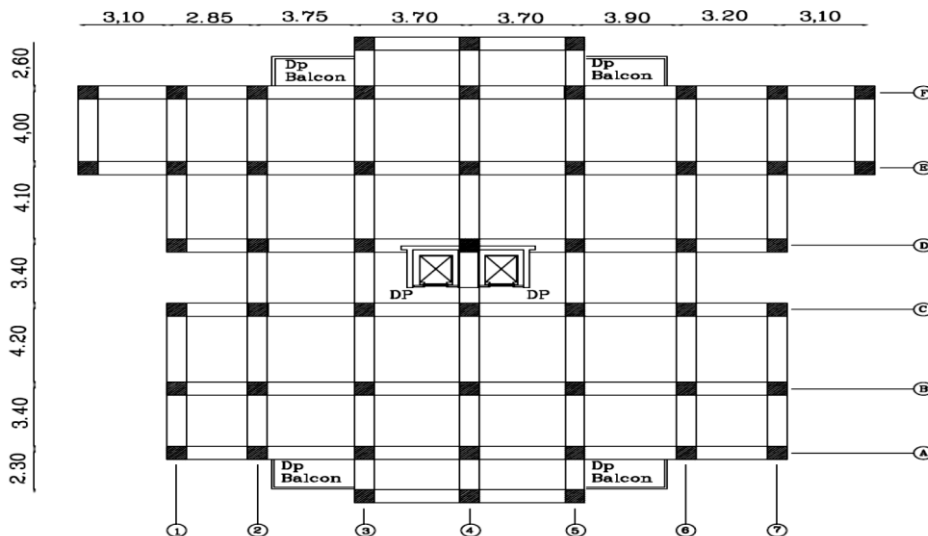


Figure 2.11 Schéma de repérage les type de dalle pleine.

1. Dalle pleine sur deux appuis

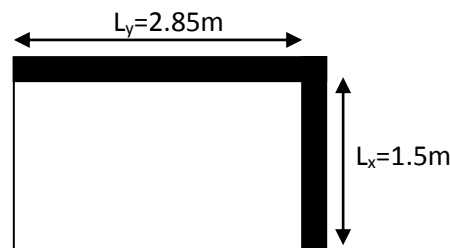


Figure 2.12 Schéma d'une dalle sur deux appuis

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères

❖ Critère de résistance

$$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

l_x : la plus petite portée de panneau sollicité.

e : c'est l'épaisseur de la dalle pleine.

❖ Coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 7.5 \text{ cm}$ → Pour quatre heures de coupe-feu.

$$\text{On a : } e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow e \geq \frac{150}{20} \rightarrow e \geq 7.5 \text{ cm}$$

On opte pour : $e = 12 \text{ cm}$ pour toutes les dalles.

➤ Évaluation des charges et surcharges :

Tableau 2.18 Évaluation des charges de balcon

Chargement	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m^2)
Garde-corps	/	/	0.15
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de Sable	18	0.02	0.36
Planches à dalle pleine ($e=12\text{cm}$)	25	0.12	3.00
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
La charge permanente	$G = \sum G_i$		4.58
La surcharge d'exploitation	Surcharge d'habitation		3.50

- Pour les dalles pleines pour l'ascenseur dont l'épaisseur est égale à **20 cm**, la charge permanente total est estimée à **$G = 6.58 \text{ KN/m}^2$** et la charge d'exploitation est estimée à **$Q = 1 \text{ KN/m}^2$** .
- Pour les dalles pleines dont l'épaisseur est égale à **12 cm**, la charge permanente total est estimée à **$G = 4.58 \text{ KN/m}^2$** et la charge d'exploitation est estimée à **$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$** .

- **Calcul du chargement :**

$$G=4.58\text{KN/m}^2; Q=3.50\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.58 + 1.5 \times 3.50 = 11.433 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.58 + 3.50 = 8.08 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2.85} = 0.53 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

Du tableau (**annexe 1**) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0922 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0961 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases}$$

- **Calcul de M_{0u} et M_{0ser}**

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0922 \times 11.43 \times 1.5^2 = 2.37 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.25 \times 2.37 = 0.59 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0961 \times 8.08 \times 1.5^2 = 1.74 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.3758 \times 1.74 = 0.65 \text{KN.m / ml}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

En travée

$$M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 2.01 \text{KN.m / ml}$$

$$M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.50 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1.47 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.55 \text{KN.m / ml}$$

En appuis

$$M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u}^x = -1.185 \text{KN.m / ml}$$

$$M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser}^x = -0.295 \text{KN.m / ml}$$

$$\text{Effort tranchant} \begin{cases} V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{11.433 \times 1.5}{3} = 5.71 \text{KN} \\ V_y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.77 \text{KN} \end{cases}$$

Ferraillage

$$\text{Le diamètre des barres utilisées doit être } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{mm}$$

$$d_x = h - e = 14 - 2 = 12\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = d_x - \phi_{10} = 11\text{cm}$$

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

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

Tableau 2.19 Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens-x	0.54	1.4	5HA8=2.51	25
Sens-y	0.189	1.12	4HA8=2.1	33
En appuis				
Sens-x, sens-y	0.21	1.4	5HA8=2.51	25

• **la condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \text{ Avec : } \rho_0 = 0.0008 \text{ Acier HA F}_e400$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.4\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ A_t^x = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t^y = 2.01\text{cm}^2 > A_y^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a^{x,y} = 2.01\text{cm}^2 > A_x^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **Vérification de l'espace**

Sens-x : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Sens-y : $S_t = 33\text{cm} \leq \min(4.e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

• **Vérification des armatures secondaires**

$$A_r = A_x / 4$$

En travée : $A_y = 2.01\text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.061 MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

⇒ Pas d'armatures transversales

• **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

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

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (y-d')^2]$$

Tableau 2.20 contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Remarque
Travée Selon x-x	1.47	0.024	3,23x10 ⁻⁵	1,36	15	81,74	240	Vérifier
Travée Selon y-y	0.55	0,040	7.95x10 ⁻⁵	0.34	15	8.76	240	Vérifier
Appui	0.29	0,024	3.23x10 ⁻⁵	0,80	15	47.98	240	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche**

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

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{150} = 0.133 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{0.15} \geq \frac{1.47}{10 \times 1.74} \\ \frac{2.01}{100 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1.33 \geq 0.084 \\ 1.11 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

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

➤ **Evaluation des moments en travée**

$$q_{jser} = 2.977 \text{ KN} / \text{m}^2 ; q_{gser} = 2.977 \text{ KN} / \text{m}^2 ; q_{pser} = (4.58 + 3.50) = 8.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\begin{cases} M_{ox}^j = 0.0961 \times 3.00 \times 1.5^2 = 0.64 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^g = 0.0961 \times 4.58 \times 1.5^2 = 0.99 \text{ KN.m} \\ M_{ox}^p = 0.0961 \times 8.08 \times 1.5^2 = 1.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{ox}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.64 = 0.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{ox}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.99 = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{ox}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 1.74 = 1.47 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.19 \text{ mm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.21 \text{ mm}$

$$\Delta f = 0.16 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{15000}{500} = 3.00 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

Sens y-y

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{285} = 0.070 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

vérifié

$$\frac{h}{L} = 0.070 < \frac{0.55}{10 \times 0.65} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

Pour La deuxième condition n'est pas satisfaite, donc la vérification de la flèche est nécessaire

une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{285}{500} = 0.57 \text{ cm}$

Evaluation des moments en travée

$$M_{0y}^j = \mu_y \times M_0^x = 0.3758 \times 0.64 = 0.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^g = \mu_y \times M_0^x = 0.3758 \times 0.99 = 0.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^p = \mu_y \times M_0^x = 0.3758 \times 1.74 = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 0.24 = 0.204 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 0.37 = 0.314 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 0.65 = 0.552 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.29 \text{ mm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.31 \text{ mm}$

$$\Delta f = 0.24 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{2850}{500} = 5.7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{La flèche est vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

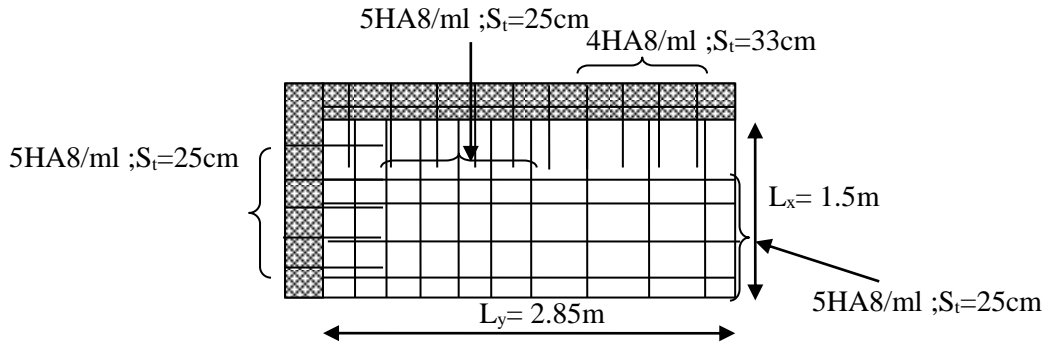


Figure 2.13 schéma de ferrailage du panneau de la dalle sur deux appuis

2. Dalle sur quatre appuis :

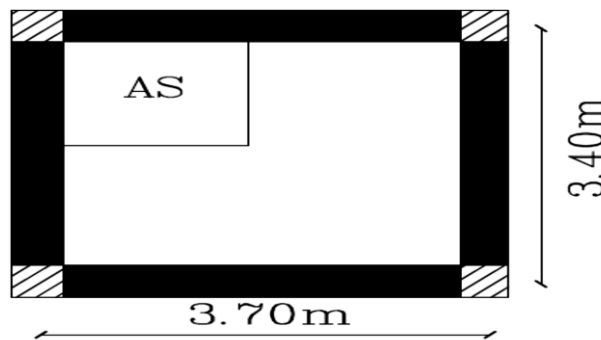


Figure 2.14 Dalle pleine sur quatre appuis.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

❖ Critère de résistance :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \text{ Pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec } \rho \geq 0.4.$$

l_x : la plus petite portée de panneau sollicité.

l_y : la plus grande portée de panneau sollicité.

e : c'est l'épaisseur de la dalle pleine.

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

❖ Coupe-feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ → Pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ → Pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 7.5 \text{ cm}$ → Pour quatre heures de coupe-feu.

On a : $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \frac{340}{45} \leq e \leq \frac{340}{40} \rightarrow 7.56 \text{ cm} \leq e \leq 8.5 \text{ cm}$

On opte pour : $e = 12 \text{ cm}$ pour toutes les dalles.

➤ Évaluation des charges :

$$G = 4,58 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\text{A l'ELU}} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.93 \text{ KN/m}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : P_S = G + Q = 7.08 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{340}{370} = 0.92 \Rightarrow \rho > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } L_X \text{ et } L_Y.$$

• **Calcul à l'ELU** : $\nu = 0$ et $\rho = 0.92$

Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de μ_x et μ_y qui correspondent à $\nu = 0$ et $\rho = 0.92$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 5.01 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 4.13 \text{ KN.m} \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe 1})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, $e = 12\text{cm}$ (Épaisseur de la dalle)

▪ **Moment en travée** :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times (5.01) = 4.25 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times (4.13) = 3.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis** :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} = 0.3 \times (5.01) = 1.50 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{oy} = 0.3 \times (5.01) = 1.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures**

Le calcul fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.12) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{12}{10} (= 1.2\text{cm})$

• **En travée : (sens xx)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0092 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.011; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.179 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{4.25 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} \Rightarrow A = 0.68 \text{ cm}^2$$

• **En travée : (sens yy)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0076 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.098 ; \quad Z = 0.172 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.51 \times 10^{-3}}{348 \times 0.172} \Rightarrow A = 0.58 \text{ cm}^2$$

• **En appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0032 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.004 ; z = 0.179m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} \Rightarrow A = 0.24cm^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $h > 12$ cm et $\rho \geq 0.4$; avec : $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

• **Sens xx**

$$A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.59}{2} \right) \times 100 \times 12 \Rightarrow A_x^{min} = 1.15cm^2$$

• **Sens y-y :**

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_y^{min} = 0.96cm^2$$

Tableau 2.21 Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _a ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	A _a ^{adop} (cm ²)
Sens xx	4.25	1.50	0.68	0.24	1.15	1.15	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens yy	3.51	1.50	0.58	0.24	0.96	1.15	4T8=2.08	4T8=2.08

Espacement des armatures

Armatures // L_x: S_t ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y: S_t ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm, On opte: S_t=25cm pour les deux sens.

➤ **Vérification à l'ELU**

• **cisaillement**

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{max} = \frac{9.93 \times 3.7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.59}{2}} \Rightarrow V_{max} = 14.18KN$$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{14.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_U = 0.078MPa < 0.05 f_{c28} = 1.25MPa..... Condition vérifiée$$

➤ **Vérification à l'ELS**

a. État limite de compression du béton ($\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$)

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0509 \times 7.08 \times 3.4^2 = 4.16KN.m \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8799 \times 4.16 = 3.66KN.m \end{cases}$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 3.53KN.m$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 3.11 \text{KN.m}$$

Moments en appuis : $M_a^x = -0.3M_x \Rightarrow M_a^x = -1.24 \text{KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

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

Selon L_x : $M_x^t = 3.53 \text{KN.m}$, $A = 3.14 \text{cm}^2$; $d = 18 \text{cm}$; $Y = 4.54 \text{cm}$; $I = 11267.24 \text{cm}^4$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0509 \times 7.08 \times 3.4^2 = 4.16 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8799 \times 4.16 = 3.66 \text{KN.m} \end{cases}$$

Selon L_y : $M_y^t = 3.11 \text{KN.m}$, $A = 3.14 \text{cm}^2$; $Y = 4.54 \text{cm}$; $I = 11267.24 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 1.22 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition ..vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Selon L_x : $M_x^t = 3.53 \text{KN.m}$, $A = 3.14 \text{cm}^2$ et $d = 18 \text{cm}$; $Y = 4.54 \text{cm}$; $I = 11267.24 \text{cm}^4$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa. BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec : $\eta = 1.6$ (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 09.65 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon L_y : $M_y^t = 3.11 \text{KN.m}$; $A = 3.14 \text{cm}^2$; $Y = 4.54 \text{cm}$; $I = 11267.24 \text{cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 42.23 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

c. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens X-X :BAEL91 (Art.L.IV, 10)

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.05 > 0.035 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens Y-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.041 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0026 < 0.005 \dots \dots \dots$ Vérifié.

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

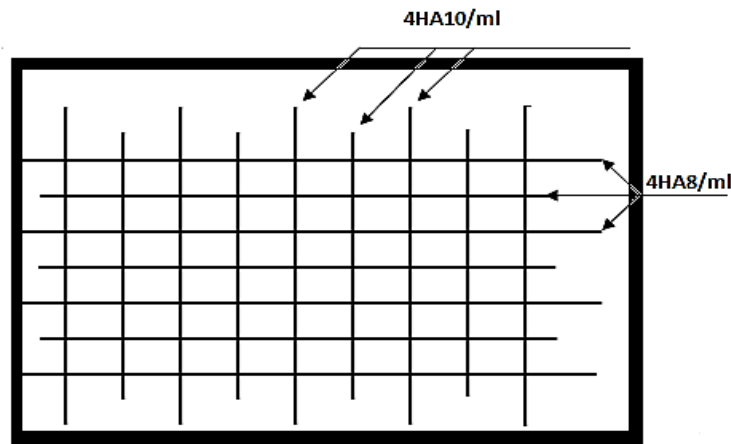


Figure 2.15 Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

2.3. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :.....(Annexe 4)

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine BK x TK x HK = (110 x 140 x 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = l = 180cm

TS = L = 210cm

2.2.3.1. Etude de la dalle pleine de l'ascenseur

❖ Évaluation des charges et surcharge

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h = 15 cm

La charge nominale = 6.3 KN

$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

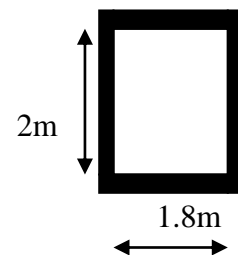
Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur (e = 5cm)

$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN}$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1.80\text{m}$

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/m}^2$



$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.8}{2} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

❖ Les sollicitations

à l'ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0456 \times 8.04 \times 1.8^2 = 1.438 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.7834 \times 1.438 = 1.1265 \text{ KN.m}$$

• Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.438 = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.165 = 0.957 \text{ KN.m}$$

• Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.438 = 0.43 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12\text{mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 1.2 + 2\right) = 16.2 \text{ cm}$$

Tableau 2.22 Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	1.22	0.43	0.20	0.071	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	0.957	0.43	0.17	0.071	5HA8=2.51	5HA8=2.51

• Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$

$$\text{En travée : Sens xx : } A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.68 \text{ cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h$

$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.68 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures**

Armatures // L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifiée

Armatures // L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ vérifiée

• **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 1.8}{2 \times \left(1 + \frac{0.9}{2}\right)} = 6.042 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{6.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.033 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa (pas d'armatures transversales).}$$

• **Vérification à l'ELS**

État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$q_s = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$

à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{(Annexe 1)}$

$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.214 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 1.214 = 1.032 \text{ KN.m}$

Moment en travées

$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.214 = 1.032 \text{ KN.m}$

$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 1.032 = 0.877 \text{ KN.m}$

Moment en appuis

$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.214 = -0.364 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; A' = 0.$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tableau 2.23 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M_{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Travée	Xx	1.032	2.51	0,0326	$8,68 \cdot 10^{-5}$	0,387	15	c.vérifiée
	Yy	0.877	2.51	0,0313	$7,45 \cdot 10^{-5}$	0,369	15	c.vérifiée
Appui	/	0.364	2.51	0,0326	$8,68 \cdot 10^{-5}$	0,136	15	c.vérifiée

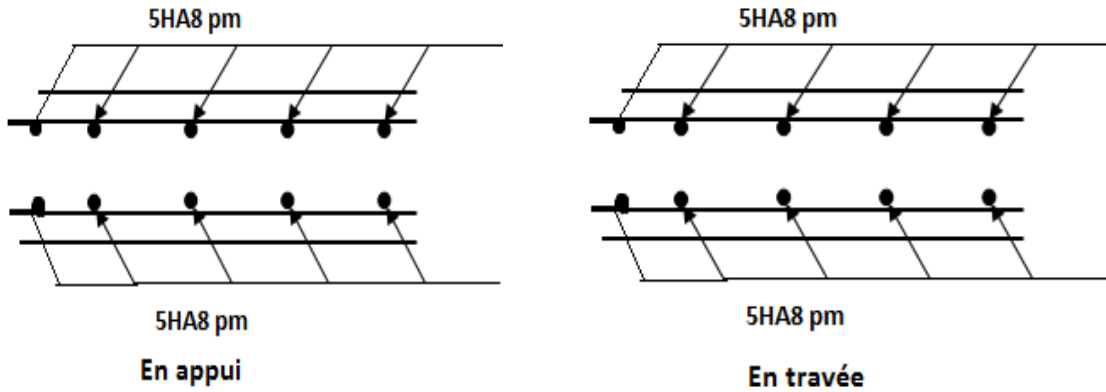


Figure 2.16 coupe transversale de Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

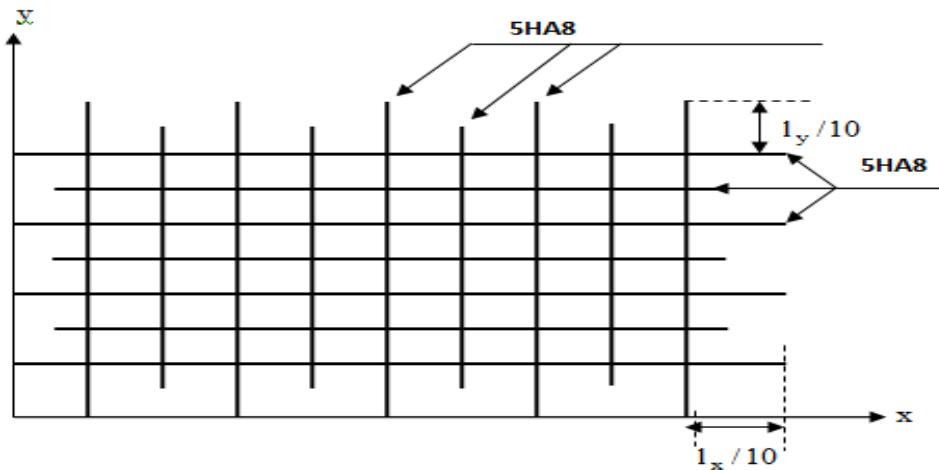


Figure 2.17 Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

2.2.3.2. Etude de la dalle pleine du local machine

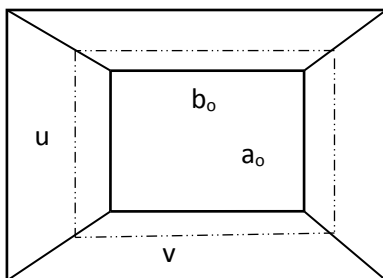


Figure 2.18 Schémas représentant la surface d'impact.

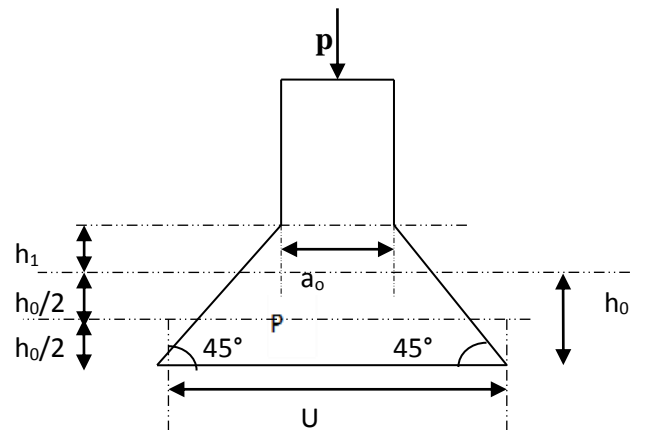


Figure 2.19 Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v).

On calcule le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$(a_0 \times b_0) = (150 \times 160) \text{ cm}^2$$

$$u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180 \text{ cm}$$

$$v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190 \text{ cm}$$

Calcul les moments

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \text{ BAEL 91(art. IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

$$\nu : \text{coefficient de poisson} \rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**(annexe 2)

➤ ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{180}{200} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{180}{180} = 1$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{190}{200} = 0.95$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.044 \\ M_2 = 0.0335 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe 2})$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.044 \times 97.6 = 4.294 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.0335 \times 97.6 = 3.269 \text{ KNm}$$

• Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.438$$

$$M_{y2} = 1.1265 \text{ KNm.}$$

• **La superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.294 + 1.438 = 5.732 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.269 + 1.1265 = 4.395 \text{ KNm.}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

• **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times 5.732 = 4.87 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 4.395 = 3.73 \text{ KNm.}$$

• **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5.732 = 1.72 \text{ KNm.}$$

Tableau 2.24 Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ²)	A _a calculé (cm ²)	A _t adopté (cm ²)	A _a adopté (cm ²)
Sens xx	4.87	1.72	0.80	0.28	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	3.73	1.72	0.66	0.27	5HA8=2.51	5HA8=2.51

• **Vérification de condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.68 \text{ cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.68 \text{ cm}^2$$

• **Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 740 \text{ cm}$$

$$q_u = 97,6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 7.4 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1110 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

❖ L'effort tranchant max au voisinage de la charge concentrée :

Au milieu de u : on a ($u < v$) donc $V_u = \frac{q_u}{3v} = \frac{97.6}{3 \times 1.9} = 17.12 \text{ KN}$.

Au milieu de v : on a ($u < v$) donc $V_u = \frac{q_u}{2v+u} = \frac{97.6}{2 \times 1.9 + 1.8} = 17.43 \text{ KN}$.

$V_u \text{ max} = 17.43 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.1 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

Diamètre maximum des barres :

$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$

$\phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$

• **Espacement des armatures :**

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; soit: $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **I'ELS** ($\nu = 0.2$)

1) Les moments engendrés par le système de levage

$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$

$M_{x1} = (M_1 + \nu * M_2) q_{\text{ser}} = (0.044 + 0.2 \times 0.0335) \times 72.3 = 3.66 \text{ KNm}$

$M_{y1} = (M_2 + \nu * M_1) q_{\text{ser}} = (0.0335 + 0.2 \times 0.044) \times 72.3 = 3.06 \text{ KNm}$.

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$

$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0528 \times 7.1 \times 1.8^2 = 1.214 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8502 \times 1.214 = 1.032 \text{ KN.m}$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.66 + 1.214 = 4.87 \text{ KNm}$.

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.06 + 1.032 = 4.09 \text{ KNm}$.

• **Vérifications des contraintes :**

Moment en travées :

$M_t^x = 0.85 \times 4.87 = 4.14 \text{ KNm}$.

$M_t^y = 0.85 \times 4.09 = 3.48 \text{ KNm}$

Moment en appuis :

$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times 4.87 = 1.46 \text{ KNm}$.

Calcul de $y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

Calcul de I :
$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$$

Tableau 2.25 Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Travée	Xx	4.14	2.51	0,0326	8,682x10 ⁻⁵	1,55	15	vérifiée
	Yy	3.48	2.51	0,0313	7,453x10 ⁻⁵	1,46	15	vérifiée
Appui	/	1.46	2.51	0,0326	8,682x10 ⁻⁵	0,548	15	vérifiée

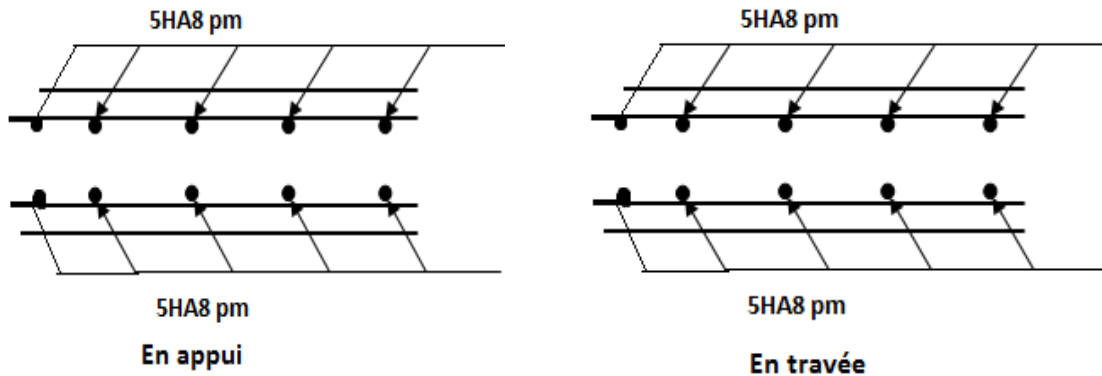


Figure 2.20 Schéma de ferrailage de la dalle du local machine

2.4. Étude de l’acrotère :

L’acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales. Il sert à l’accrochage du matériel des travaux d’entretien des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l’effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

2.4.1. Hypothèses de calcul

- L’acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

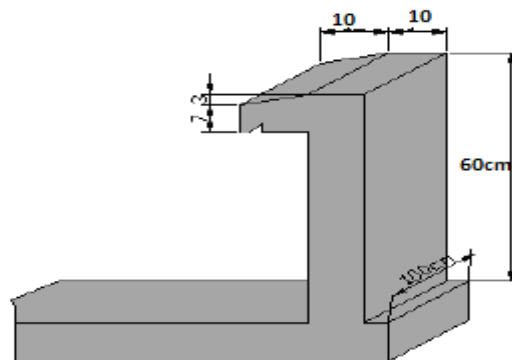


Figure 2.21 schéma de L’acrotère

2.4.2. Évaluation des charges et surcharges

➤ **Verticales :**

Tableau 2.26 Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.7125	0.03*0.6*20 = 0.36	2.085	1

Horizontales : (dues au séisme).

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

D'après le **RPA99** Version 2003

F_p : une force horizontale due au séisme

✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** Version 2003 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2. Zone II_a (Bejaia).

$$A=0.15 \quad C_p=0.8 \quad W_p=2.085 \text{ KN/ml}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.085 \quad F_p = 1 \text{ KN}$

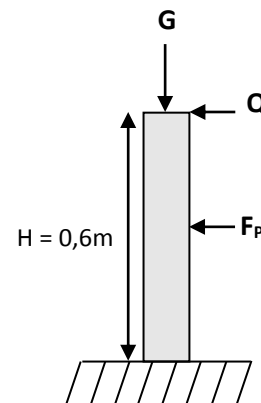
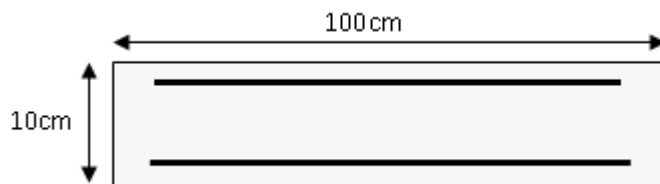


Figure 2.22 Les Sollicitations sur l'acrotère

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S (\text{surface de l'acrotère})$$

2.4.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{0.6 \times 0.1 \times (0.1/2) + 0.07 \times 0.1 \times (0.1 + 0.1/2) + 0.5 \times 0.1 \times 0.03 \times (0.1 + 0.1/3)}{0.069}$$

$$x_c = 0.0616m$$

$$y_c = 0.327m$$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.085 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1 \times 0.327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN.m.}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau 2.27 Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.085	3.585	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

2.4.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m \\ \frac{H}{6} = 0.016m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

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).

$$e_a = \max(2cm; \frac{H}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46m$$

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

$$e_3 = \frac{3 \times I_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

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, généralement est égal à 2.

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

$$d' \text{ où } : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 2.085 \times 0.46864 = 0.98 \text{ KN.m}$$

➤ 2.4.5. Ferrailage :

➤ Vérification à l'E.L.U

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

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 : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

M_{uG} 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

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.98 + 2.085 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 18.5} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0088) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0110$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.167 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.167 \times 10^{-4} - \frac{2.66 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.09 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.**
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.**

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3,25; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times (F_P + Q) = 1,5 \times 2 = 3 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ Mpa}$$

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

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0,9 \times 0,08 \times 7,54 \times 10^{-2}} = 0,552 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{r28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

A. Vérification à l'ELS (vérification des contraintes).

$$d = 0,08 \text{ m};$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,085} = 0,2877 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3$$

$$\Rightarrow c = 0,08 - 0,2877 = -0,2077 \text{ m} = -24,7 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{C à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

$$\text{Tel que : } q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^3 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25\text{m}$. Donc, $y=0.0423\text{m}$

✓ **Calcul des contraintes**

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

2.4.6. Schéma de Ferrailage

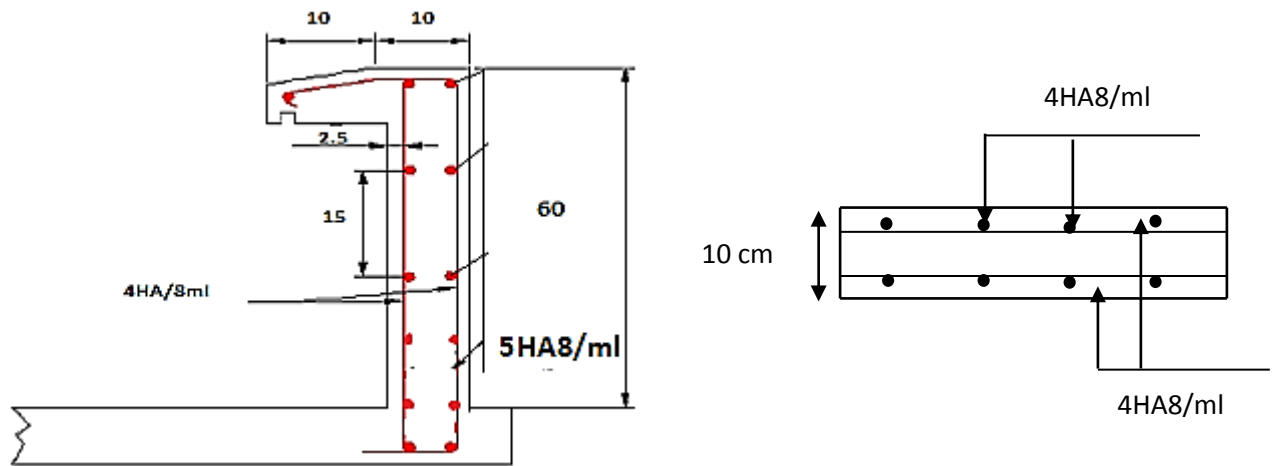


Figure 2.23 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Coupe A-A

2.5. Etude des escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

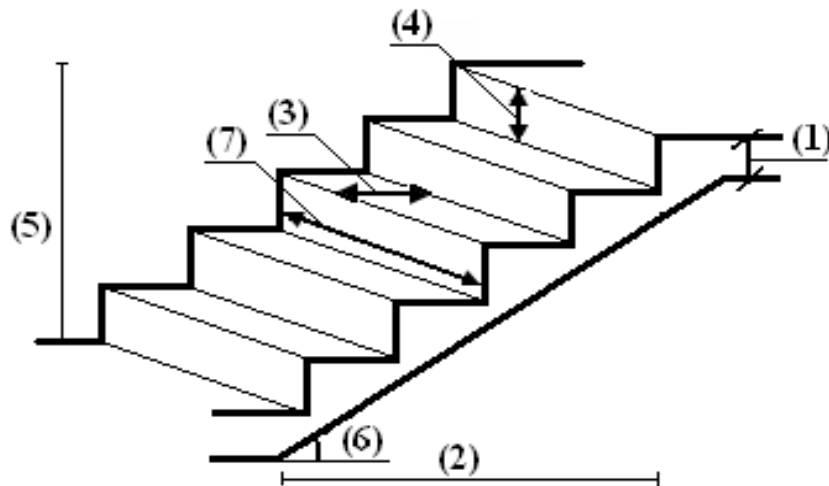


Figure 2.24 Schéma de l'escalier

- (1) : e (Epaisseur du palier de
- (2) : L_0 (Projection de la volée)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

Dans notre structure on a trois types d'escalier,

- **type 1 : Escalier à trois volées** RDC pour une hauteur de 4.08 m.
- **type 2 : Escalier à deux volées** pour étages d'habitations pour une hauteur de 3.06 m
- **type 3 : Escalier à quatre volées** pour étages d'habitations avec une hauteur de 3.06 m

Dimensionnement

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante

$$2h+g = m \text{ avec } 59 \leq m \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (*)$$

Avec

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{Nombre de contremarches.}$$

$$h = \frac{H_0}{n} \quad ; \quad \begin{cases} n : \\ n-1 : \end{cases} \text{ Nombre de marches.}$$

Soit : $2h+g=64\text{cm}$

Remplaçant dans (*) on trouve

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

2.5.1. Escalier du 1^{er} étage au 10^{ème} étage (type 2) escalier à deux volées

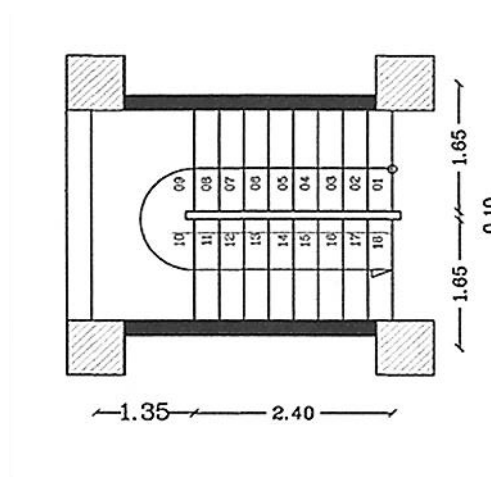


Figure 2.25 Vue en plan d'escalier d'étage d'habitation
(Type 2 à deux volées)

L'épaisseur de la volée et du palier

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur

La volée est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle

$$\text{que : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

$$L = L_p + L_v$$

$$L_v = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m et } L_p = 1.35 \text{ m.}$$

$$L = 1.35 + 2.85 = 4.2 \text{ m}$$

$$\frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20} \rightarrow 14 \text{ cm} \leq e \leq 21 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

Calcul de h et g

On a : $H_0 = 1.53 \text{ m}$ et $L_0 = 2.4 \text{ m}$

En remplace dans l'équation (**) on trouve

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Après résolution de l'équation (**) on trouve

Le nombre de contre marche : $n = 9$

Le nombre de marche $n-1 = 8$

Donc : $h = 153/9 = 17 \text{ cm}$

$G = 240/8 = 30 \text{ cm}$

2.5.2. Évaluation des charges et sur charges

a. Palais

Tableau 2.28: Evaluation des charges de palier d'escalier

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de Sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine(e=15cm)	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		5.11
La surcharge d'exploitation	Surcharge d'escalier		2.5

b. Volée

Tableau 2.29 Évaluation des charges de la volée d'escalier.

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
Poids propre de la volée (e=15cm)	25	$0.15/\cos 32.52$	4.30
Poids propre du contre marche (h=17cm)	22	0.17/2	1.87
Carrelage horizontal (e=2cm)	22	0.02	0.44
Mortier de pose horizontal (e=2cm)	20	0.02	0.4
Carrelage vertical (e=2cm)	22	$0.02 \times 0.17/0.3$	0.24
Mortier de pose vertical (e=2cm)	20	$0.02 \times 0.17/0.3$	0.22
Enduit de ciment (e=1.5cm)	18	0.015	0.27
Poids du garde-corps	/	/	0.1
La charge permanente	$G = \sum G_i$		7.84
La surcharge d'exploitation	Surcharge à usage d'habitation		2.5

c. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau 2.30: Evaluation des charges de Mur extérieur

Chargement	Poids volumique (KN/m^3)	Épaisseur (m)	La charge (KN/m^2)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Briques creuses	9	0.1	0.9
Lame d'air	0	0.05	0.00
Briques creuses	9	0.15	1.30
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
La charge permanente	$G = \sum G_i$		2.76

• Le chargement

Sur la volée

$$G = 7.84 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Sur le palier

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

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

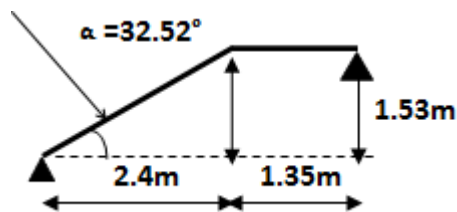


Figure 2.26 Schéma statique de l'escalier type 2

❖ Combinaison de charges

✓ Pour la volée

$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 14.34 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.34 \text{ KN/m}$$

✓ Pour le palier

$$\text{ELU} : q_u = q_2 = 1.35G + 1.5Q = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.61 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul des sollicitations

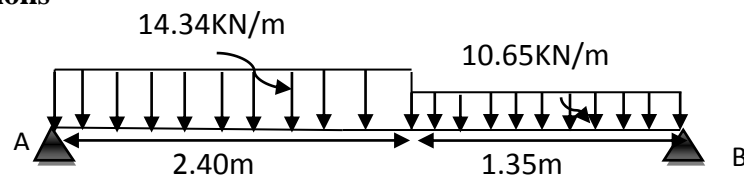


Figure 2.27 Schéma statique de l'escalier type 2

Réactions des appuis

Calcul par la méthode de la RDM

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2.40q_u^v + 1.35q_u^p \Rightarrow R_A + R_B = 48.79 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.35)^2}{2} q_u^p + 2.4 \left(\frac{(2.40)}{2} + 1.35 \right) q_u^v \right] / 3.75 \Rightarrow R_A = 25.99 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(2.4)^2}{2} q_u^v + 1.35 \left(\frac{(1.35)}{2} + 2.4 \right) q_u^p \right] / 3.75 \Rightarrow R_B = 22.80 \text{ KN}$$

$$R_A = 25.99 \text{ KN et } R_B = 22.80 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

Calcul par la méthode des sections

Tronçon I

$$0 \leq x \leq 2.4$$

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

Tronçon II

$$2.4 \leq x \leq 3.75$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.5 q_u^v - q_u^p (x - 1.5) \\ M(x) = R_A x - 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2} \right) q_u^v - \frac{(x - 1.5)^2}{2} q_u^p \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0$$

$$\text{donc: } x = \frac{25.99 - (2.4 \times 14.34) + (2.4 \times 10.65)}{10.65} = 1.61 \text{ m}$$

On trouve

$$M^{\max} = M(1.61) = 23.26 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = R_A = 25.99 \text{ KN}$$

Calcul des moments réel

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 23.26 = 17.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 23.26 = -11.63 \text{ KN.m}$$

✓ Ferrailage

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.043 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.055$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.166 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{17.45 \times 10^{-3}}{348 \times 0.166} = 3.021 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 3.021 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.17 \times 2,1 / 400 = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.028 < 0.186$$

$$\alpha = 0.036$$

$$Z = 0.168 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{348 \times 0.168} = 1.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 1.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

❖ Vérifications

➤ À l'ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{25.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.153 \text{ MPa} < \tau_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Calcul des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisit : } 3HA10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ St}=33\text{cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisit : } 3HA10/\text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Espacement des barres

$$\text{Travée : } S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$$

$$\text{Or : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$$

$$\text{Or : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton**

En travée

$R_a = 18.73 \text{ KN} ; R_b = 16.37 \text{ KN} ; M_{Ser}^{max} = 16.73 \text{ KN.m}$ avec $X = 1.6 \text{ m}$

$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser.t}}{I} \times y$ tel que : $M_{Ser.t} = 0.75 \times 14.59 = 10.94 \text{ KN.m}$

$y = 3.90 \text{ cm}$

$I = 10060.13 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 4.24 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Aux appuis

$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser.a}}{I} \times y$ tel que : $M_{Ser.a} = 0.5 \times 14.59 = 7.29 \text{ KN.m}$

$y = 3.90 \text{ cm}$

$I = 10060.13 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2.83 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2.83 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{3.75} = 0.053 > \frac{12.55}{20 \times 16.73} = 0.038$ condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{1 \times 0.17} \times 10^{-4} = 0.0018 \leq 0.005$ condition vérifiée

Schéma de ferrailage

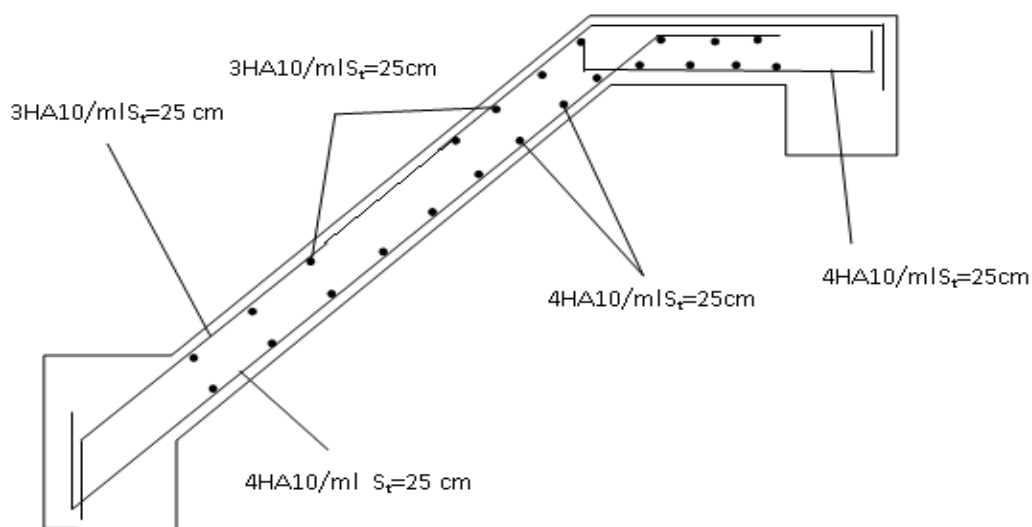


Figure 2.28 Schéma de ferrailage d'Escalier type 2

2.5.2.1. Etude de la poutre palière

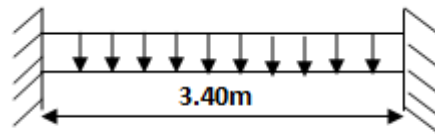


Figure 2.29 Schéma statique de la poutre palière

❖ Dimensionnement

Condition de RPA

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow \frac{340}{15} < h < \frac{340}{10} \rightarrow 22.66 \text{ cm} < h < 34 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

❖ Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise

➤ à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$P_{g_0} = 1.35 \times 2.63 = 3.54 \text{ KN/ml}$$

➤ au poids propre du mur

$$g_m = 2.76 \times 3.06 = 8.44 \text{ KN/ml}$$

$$P_{g_m} = 1.35 \times 8.44 = 11.40 \text{ KN/ml}$$

➤ réaction de la volée et du palier

$R_B = 22.80 \text{ KN}$ (l'effet de R_B sur la poutre palière est comme une charge répartie, c'est pour cette raison qu'on divise la réaction sur la longueur de la volée).

$$R_{BP} = R_B / L = 22.80 / 1.7 = 13.412 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 3.54 + 11.40 + 13.412 = 28.35 \text{ KN/ml}$$

On considère la poutre palière comme une poutre simplement appuyée pour trouver le moment isostatique, et pour le ferrailage on prend

✓ en appuis : $M_a = 0.5 M_0$

$$M_a = 0.5 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0.5 \times \frac{28.35 \times 3.4^2}{8} = 20.48 \text{ KN.m}$$

✓ en travée: $M_t = 0.75 M_0$

$$M_t = 0.75 \times \frac{P_u \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{28.35 \times 3.4^2}{8} = 30.72 \text{ KN.m}$$

Ferraillage**En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.72 * 10^{-3}}{0.3 * (0.32)^2 * 14.2} = 0.07$$

$$\mu_{bu} = 0.07 < 0.187$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.058$$

30.

$$A_s \geq \frac{M_t}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{30.72 * 10^{-3}}{0.32(1 - 0.4 * 0.058) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.28cm^2$$

On adopte : 3HA10= 2.36cm²

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.48 * 10^{-3}}{0.3 * (0.32)^2 * 14.2} = 0.047$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < 0.187$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$A_s \geq \frac{M_a}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = \frac{20.48 * 10^{-3}}{0.32(1 - 0.4 * 0.038) * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 1.86cm^2$$

On adopte 3HA10= 2.36cm²

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t = 2.36 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16cm^2$$

$$A_a = 2.36 > A_{\min} = 1.16cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{18.07 \times 3.4}{2} = 30.72KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.72}{0.30 \times 0.32} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

▪ **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.1 \times (0.32 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / 400 = 0.4 \times 0.3 \times 0.1 / 400$$

$$A_t \geq 0.3$$

On adopte $A_t = 0.79 \text{ cm}^2$

Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.79 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 26.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Calcul à la Torsion**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie due à R_B .

• **Ferraillage**

Armatures longitudinales en torsion

$M_a = 11.33 \text{ KN.m}$: est le moment au niveau de l'appui B et

$$M_t = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{11.33 \times 3.4}{2} = 19.26 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{19.26 \times 110 \times 10^5}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} = 4.06 \text{ cm}^2 \text{ BAEL91 (article I.II)}$$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{19.26 \times 10^5}{2 \times 750 \times 10^2 \times 5} = 2.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.57 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.32^2 + 2.57^2} = 2.59 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{19.26 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{19.26 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée et en appuis : } A_t = \frac{1}{2} A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 4.06 + 2.36 = 4.39 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA14 + 1HA16 = 5.09 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est

$$A_T = 0.79 + 0.74 = 1.53 \text{ cm}^2. \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

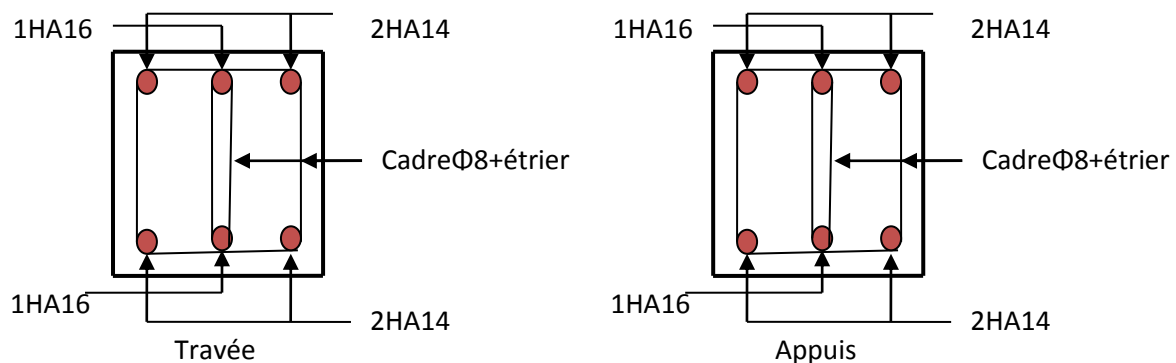


Figure 2.30 Schéma ferrailage de la poutre palière

2.5.3. Calcul d'escalier RDC à trois volées type1

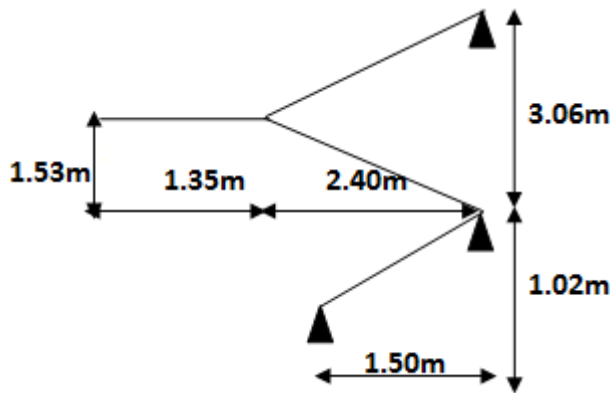


Figure 2.31 Schéma statique de l'escalier RDC

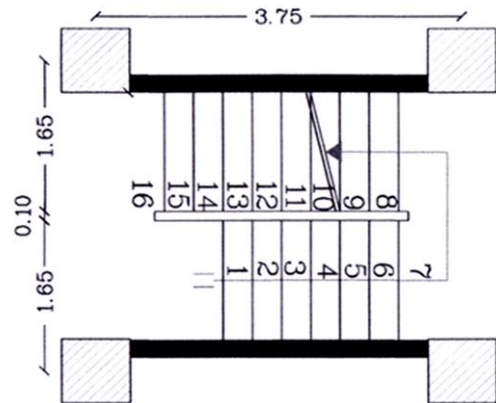


Figure 2.32 Vue en plan d'escalier de RDC (Type 1 à trois volées)

1. Calcul de la 1^{er} volée

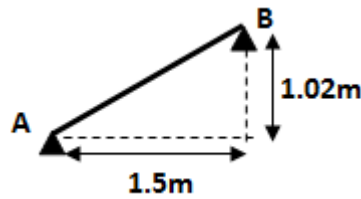


Figure 2.33 Schéma statique de la 1^{er} volée

• Le chargement

✓ Sur la volée

$$G = 7.84 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Combinaison de charges

✓ Pour la volée

$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 14.334 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.34 \text{ KN} / \text{m}$$

❖ Calcule des sollicitations

$$14.34 \text{ KN/m}$$

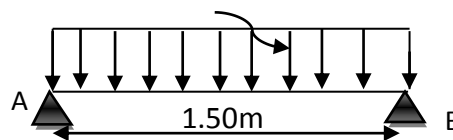


Figure 2.34 Schéma statique de la 1^{er} volée

Réactions des appuis

Calcul par la méthode de la RDM

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A = 1.5q_u^v \Rightarrow R_A = 21.51 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.50)^2}{2} q_u^p \right] / 1.50 \Rightarrow R_A = 10.755 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

Calcul par la méthode des sections

Tronçon I

$$0 \leq x \leq 1.50$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_u^v x \\ M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} \\ \frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0 \end{cases} \quad \text{donc: } x = \frac{10.755 - (1.5 \times 14.34)}{10.65} = 1m$$

On trouve

$$M^{\max} = M(1) = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = R_A = 10.755 \text{ KN}$$

Calcul des moments réel

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 3.58 = 2.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 3.58 = -1.79 \text{ KN.m}$$

✓ Ferrailage

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.0065 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0081$$

$$Z = d[1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.169 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{348 \times 0.169} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.17 \times 2.1 / 400 = 2.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A < A_{\min}$ Condition vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{1.79 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.17^2} = 0.0043 < 0.186$$

$$\alpha = 0.0053$$

$$Z = 0.169m$$

$$A_a = \frac{1.79 \times 10^{-3}}{348 \times 0.169} = 0.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 0.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² / ml

1. Vérifications

➤ À l'ELU

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{10.755 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.063 \text{ MPa} < \tau_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3HA10/ml = 2.36 cm²/ml. St=33cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3HA10/ml = 2.36 cm²/ml

✓ Espacement des barres

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$

Or : $S_t = 25 \text{ cm}$

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$

Or : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times e; 45) \text{ cm}$

Soit $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ Calcul à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton

En travée

$$R_a = 11.63 \text{ KN} ; ; M_{ser}^{max} = 6.46 \text{ KNm avec } X = 1 \text{ m}$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 ; y = 3.90 \text{ cm} ; I = 10060.13 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.46 \times 10^{-3}}{10060.13 \times 10^{-8}} \times 0.0314 = 2.01 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2.01 < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis

$$R_a = 11.63 \text{ KN} ; ; M_{ser}^{max} = 2.01 \text{ KNm avec } X = 1 \text{ m}$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 ; y = 3.90 \text{ cm} ; I = 10060.13 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.01 \times 10^{-3}}{10060.13 \times 10^{-8}} \times 0.0314 = 0.62 MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0.62 < \overline{\sigma_{bc}}$ Condition vérifiée

❖ **Vérification de l'état limite de déformation**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{1.5} = 13.33 > \frac{2.68}{20 \times 4.03} = 0.033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3.14}{1 \times 0.17} \times 10^{-4} = 0.0018 \leq 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

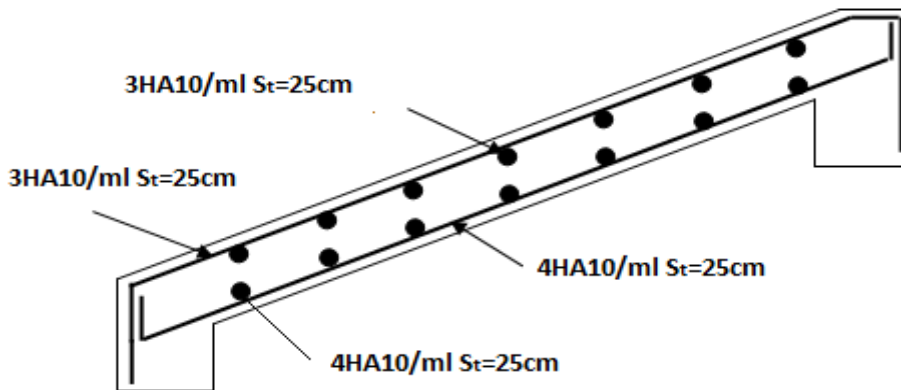


Figure 2.35 Schéma de ferrailage de 1^{er} volée

2. Calcul de la 2^{ème} et 3^{ème} volées

Pour la 2^{ème} et 3^{ème} volées le calcul se fait de la même manière que l'escalier de type 2

2.5.4. Calcul d'escalier quatre volées type 3

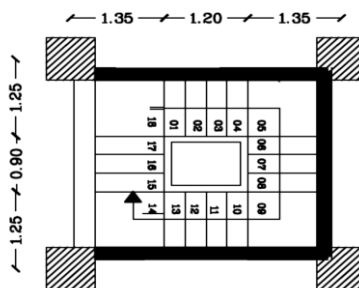


Figure 2.36 Vue en plan d'escalier de RDC (Type 1 à trois volées)

1) La 1^{er} et la 3^{ème} volée

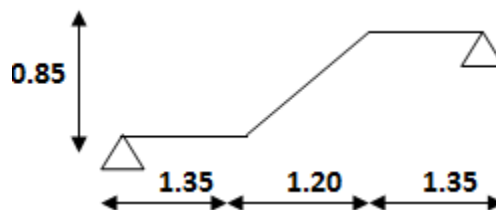


Figure 2.37 Schéma statique de la 1^{er} et la 3^{ème} volées.

- **e chargement**

- ✓ Pour la volée

$$G = 7.84 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = q_1 = 1.35G + 1.5Q = 14.334 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.34 \text{ KN} / \text{m}$$

- ✓ Pour le palier

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

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u = q_2 = 1.35G + 1.5Q = 10.64 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.61 \text{ KN} / \text{m}$$

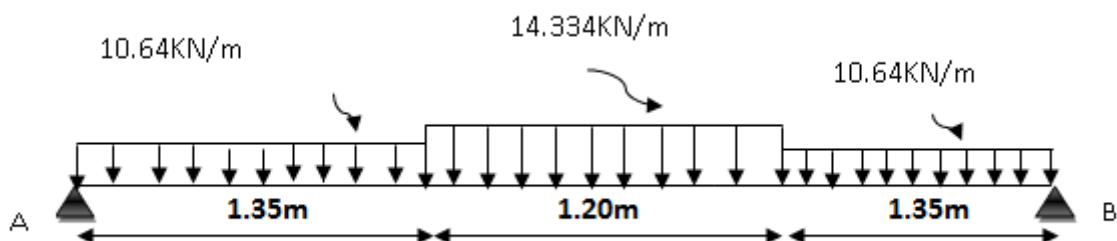
Calcul des sollicitations


Figure 2.38 Schéma statique de la 1^{ère} et la 3^{ème} volées.

❖ Les sollicitations
à l'ELS

$$M_t^{\max} = 13.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 16.47 \text{ KN.}$$

à l'ELU

$$M_t^{\max} = 17.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = -11.925 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 19.05 \text{ KN.}$$

Ferraillage

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

- ✓ **En travée**

$$M_t^{\max} = 17.88 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.038 ; \alpha = 0.048 ; z = 0.176 \text{ m}; A = 2.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $6HA10 = 4.71\text{cm}^2$

✓ **En appuis**

$$M_a = -11.92\text{KN.m}; \mu_{bu} = 0.025; \alpha = 0.031; z = 0.177; A = 1.93\text{cm}^2$$

On opte pour : $6HA10 = 4.71\text{cm}^2$

3. Vérifications

➤ **à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.18 \times 2,1 / 400 = 2.17\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.05 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0.105\text{MPa} < \bar{\tau}_u \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

On doit d'abord vérifier la condition suivante

$$A > (V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (19.05 \times 10^3 \frac{17.88 \times 10^3}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = 0.60\text{cm}^2 \text{ vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17\text{cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17\text{cm}^2 / \text{m} \text{ on choisit : } 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{m}$$

✓ **Ecartement des barres**

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33)\text{cm}$

Soit $S_t = 16\text{cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45)\text{cm}$ Soit $S_t = 25\text{cm}$

➤ **à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83\text{MPa} \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0,9.d. \Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{16.47 \times 10^3}{0.9 \times 0.18 \times 15.07 \times 10^2} = 0.67 \text{ MPa. ; } \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que: } M_{ser} = 13.21 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 3.47 \text{ cm; } I = 0.65 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que: } M_{ser} = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$y = 3.47 \text{ cm; } I = 0.65 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.9 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) : $0.034 < 0.0625 \dots \text{condition non vérifiée.}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$y = 3.47 \text{ cm , } I = 0.65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 , \quad I_0 = 1.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 ; \quad \rho = 0.004; \quad \lambda_i = 5.53 ;$$

$$\lambda_v = 2.1$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$M_{jser} = 4.15 \text{ KN.m ; } M_{gser} = 5.51 \text{ KN.m ; } M_{pser} = 8.44 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 82.41 \text{ MPa ; } \sigma_{sg} = 109.53 \text{ MPa ; } \sigma_{sp} = 167.53 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0; \quad \mu_g = 0; \quad \mu_p = 0$$

$$I_{f_{ij}} = 23339 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 23339 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 23339 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 23339 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.0099 \text{ m} ; f_{gi} = 0.013 \text{ m} ; f_{pi} = 0.020 \text{ m} ; f_{gv} = 0.039 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.037 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm.}$$

La flèche est vérifiée

- Schéma de ferrailage de l'escalier de la 1^{er} et 3^{ème} volée

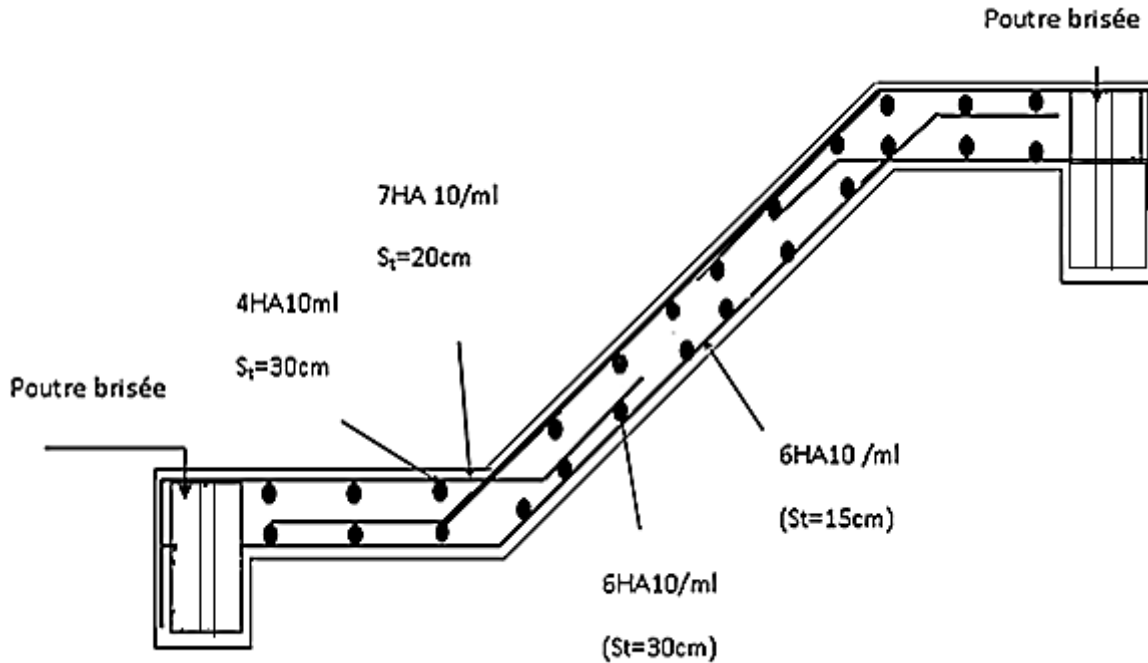


Figure 2.39 Schéma de ferrailage de la 1^{er} et la 3^{ème} volées.

2) Calcul de la 2^{ème} et la 4^{ème} volée

➤ Evaluation des charges

$$G = 7.84 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 14.33 \text{ Kn / m}$$

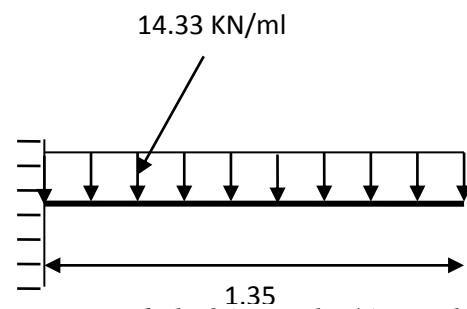


Figure 2.40 Schéma statique de la 2^{ème} et la 4^{ème} volée

$$P_s = G + Q = 10.34 \text{ Kn / m}$$

Calcul les sollicitations

$$M_u = -13.05 \text{ KN.M} \quad V_u = 19.34 \text{ KN}$$

Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.28$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow$ pas d'acier comprimée ($A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow$ pivot A ($\xi_s = 10\%$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.42$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.42) = 0.149 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{13.05 \times 10^{-3}}{0.149 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$F_{e400} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

Donc on ferraille avec : $A_s = 4HA12 / \text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures de répartition

$$A_r = \left(\frac{A_t}{3} \right) = \frac{4.52}{3} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $A_s = 3HA10 / \text{ml} = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 2.31 résultats de ferrailage du palier d'escalier de type 1:

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2 / ml)	A_{\min} (cm^2 / ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2 / ml)	A_r (cm^2 / ml)
13.05	0.24	0.42	0.149	2.15	1.04	4HA12=4.52	3HA10=2.36

❖ Vérification de l'espacement

Sens principal

$$S_t \leq \min(2 \times e; 25) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(2 \times 15; 25) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens secondaire

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15; 33) \text{ cm}$$

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

$$\text{Soit : } S_t = 33 \text{ cm}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.34 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0.107 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}.$$

❖ Fissuration nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

A l'ELS

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 7.84 + 2.5 = 10.34 \text{ kN / m}$$

$$M_S = -9.42 \text{ KN/m}$$

Vérification de la contrainte de compression de béton

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

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

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

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser} = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition} \dots \dots \text{vérifiée}.$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \frac{0.20}{1.35} = 0.148 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{4.52}{12 \times 100} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.005 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\text{Ferrailage : } \begin{cases} A_s^x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 25 \text{ cm} \\ A_s^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}, S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage

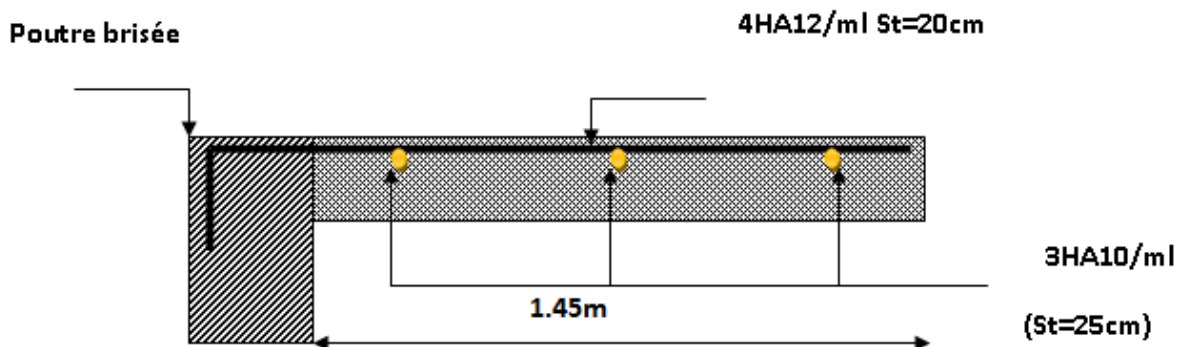


Figure 2.41 Schéma de ferrailage de la 2ème et la 4ème volée

2.5.5. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

❖ Le pré dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

La section de la poutre brisée à adopter est : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

❖ Chargement repris par la poutre brisée

Les charges revenant à la poutre sont

- g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$$

γ_b : poids volumique du béton

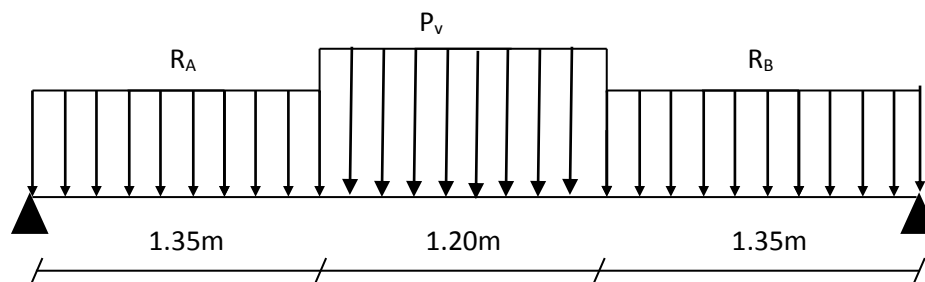
- g_m : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = G + H = 2.76 \times (3.06 - 0.85) = 6.09 \text{ KN/ml}$$

G : c'est la charge permanente du mur extérieur.

H : c'est la hauteur du mur extérieur qui s'appuie sur la poutre brisée.

Chargement transmis par la première et la troisième volée



R_A : réaction au point A de la première volée

R_B : réaction au point A de la troisième volée

P_V : réaction due a la deuxième volée

✓ ELU

$R_A = 22.95 \text{ KN/ml}$: réaction au point A de la première volée.

$R_B = 19.05 \text{ KN/ml}$: réaction au point B de la troisième volée.

$P_V = 17.19 \text{ KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

✓ ELS

$R_A = 16.2 \text{ KN/ml}$: réaction au point A de la première volée.

$R_B = 27.97 \text{ KN/ml}$: réaction au point B de la troisième volée.

$P_V = 12.40 \text{ KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

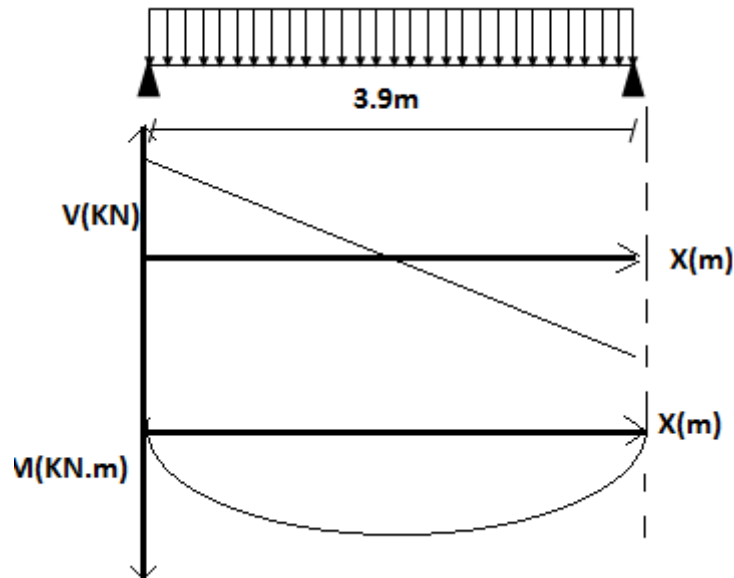
- Charge équivalente P_{eq} sur la poutre

❖ ELU

$$p_{eq}^u = \frac{22.95 \cdot 1.35 + 17.196 \cdot 1.20 + 19.05 \cdot 1.35}{1.35 + 1.20 + 1.35} = 19.82 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS

$$p_{eq}^s = \frac{16.47 \cdot 1.35 + 12.40 \cdot 1.20 + 16.47 \cdot 1.35}{1.35 + 1.20 + 1.35} = 15.21 \text{ KN/ml}$$



❖ Combinaisons de charges

➤ ELU

$$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + P_{eq}^u = 1.35 \times (3 + 6.09) + 19.82 = 32.09 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS

$$P_s = (g_0 + g_m) + P_{eq}^s = (3 + 6.09) + 22. = 34.03 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

➤ ELU

Le moment isostatique M_0 est égal à :

$$M_0 = \frac{q_{ueq} \cdot L^2}{8} = \frac{32.09 \cdot 3.9^2}{8} = 61.01 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot 61.01 = 51.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \cdot M_0 = 0.5 \cdot 61.01 = 30.50 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_{ueq} \cdot L}{2} = \frac{32.09 \cdot 3.9}{2} = 62.57 \text{ KN}$$

➤ ELS

$$M_0 = \frac{q_{seq} \cdot L^2}{8} = \frac{24.3 \cdot 3.9^2}{8} = 46.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot 46.20 = 39.27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5 \cdot M_0 = 0.5 \cdot 46.20 = 23.1 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_{seq} * L}{2} = \frac{24.3 * 3.9}{2} = 47.38 \text{KN}$$

➤ **Ferraillage de la poutre à la flexion simple**

• **En travée**

b = 30cm; h = 40 cm; d = 40.5 cm; Mt=51.85KN.m

Après calcul on trouve les résultats suivants :

➔ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées sont pas nécessaires

(A=0) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0,112 \quad \mu_{bu} = 0,112 < 0,187$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,119 \Rightarrow Z=0.171 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 8.71 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,449 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **aux appuis**

b = 30cm; h = 40 cm; d = 40.5 cm; Mt= 30.50 KN.m

Après calcul on trouve les résultats suivants :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0.066 \quad \mu_{bu} = 0,066 < 0,187$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,085 \Rightarrow Z=0.173 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 5.07 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,449 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérifications à l'E.L.U**

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.05 \times 10^3}{1 \times 0.18} = 0.105 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa.}$$

condition vérifiée.

✓ **Calcul des armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_u}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01cm²/m

→ Pas de risque de cisaillement

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

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = (8.71 + 4.71) \text{cm}^2 = 13.42 \text{cm}^2.$$

$$A_l = 13.42 \text{cm}^2 \geq 1.15 * 129.78 * 10^{-3} / 400 = 3.73 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

✓ **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$M_t^{ser} = 39.27 \text{KN.m}; M_a^{ser} = 23.1 \text{KN.m}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après

Vérification de la flèche (CBA93.art(B.6.5.3))

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{390} = 0.102 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.102 < \frac{39.27}{10 \times 46.20} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

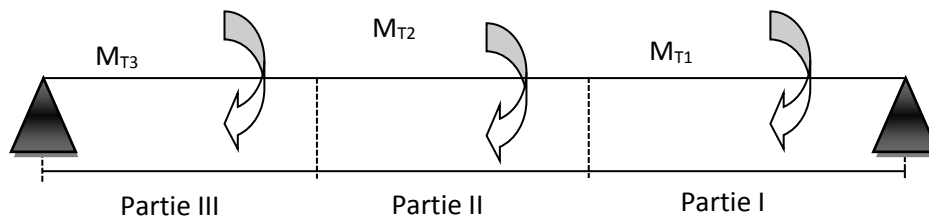
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} ; \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0061 \leq 0.0105 \text{ Condition non vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Calcul à la torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion voir figure ci-après



- ✓ Partie I : Il est égal au moment à l'appui B de la première volée (M_{T1} = 22.95KN.m).
- ✓ Partie II : Il est égal au moment engendré par la deuxième volée (M_{T2} = 10.31KN.m).
- ✓ Partie III : Il est égal au moment à l'appui A de la troisième volée (M_{T3} = 19.05KN.m).

Le moment de torsion maximum est M_{T2} = 10.31 KN.m

$$M_{T2} = P_v \times l_2 / 2 = 17.19 \times 1.20 / 2 = 10.31 \text{KN.m}$$

- **Contrainte de cisaillement due à la torsion**

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur (e) égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure de la section réelle de la poutre (**BAEL article 3.2**).

➤ **Contrainte de cisaillement τ_T**

$$\tau_T = \frac{M_{T2}}{2 \times \Omega \times e}$$

Tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

Avec Ω : aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{10.31 \times 120 \times 10^5}{2 \times 875 \times 10^2 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2 \text{ BAEL91 (article I.II)}$$

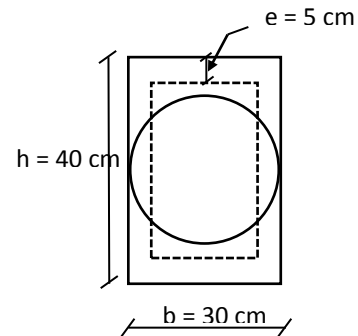


Figure 2.42 Section creuse équivalente

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.25 \times 10^5}{2 \times 996.74 \times 10^2 \times 5.83} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2.43 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0.28^2 + 2.43^2} = 2.446 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée BAEL91 (article I.III)}$$

Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{10.31 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 1000 \times 10^{-4}} = 0.29 \text{ cm}^2$$

En appuis ; $S_t = 20 \text{ cm}$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est

✓ **A la flexion simple**

Soit un espacement $t = 20 \text{ cm}$

$t = 20 \text{ cm} < \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(38,70 ; 40) \text{ cm} = 38,70 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

$$A_{tflexion} = \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$$

❖ **Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée**

➤ **Armatures transversales**

$$A_t = A_{ttorsion} + A_{tflexion} = 0.29 + 0.60 = 0.89 \text{ cm}^2.$$

On choisit un cadre et étrier de $\varnothing 8$.

\$*

L'espacement $t = 20 \text{ cm}$

❖ **Le schéma de ferrailage de la poutre brisée:**

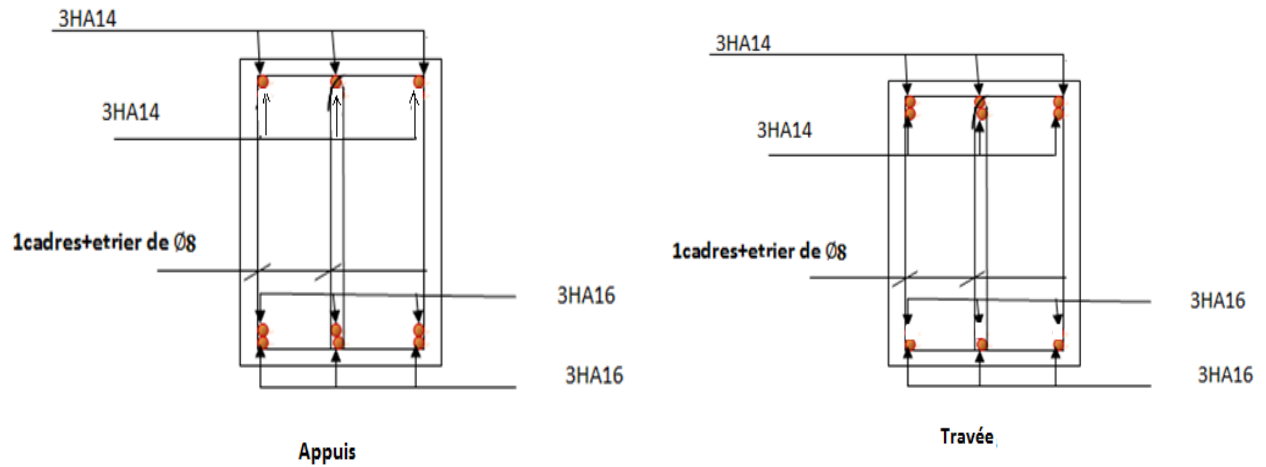


Figure2.43 schéma de ferrailage de la poutre brisée

Chapitre 03 Pré dimensionnement des éléments principaux

3.1. Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure on prend l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous referons aux recommandations du CBA [2] (A défaut BAEL91 [3]) et du RPA99 (version 2003) [1].

3.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

3.2.1. Les poutres

a. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de (BAEL93) [3] : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis d'une poutre principale.

$$L_{max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm. On prend } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Sachant que : b : largeur de la poutre ; h : hauteur de la poutre.

❖ Vérifications

Selon le (RPA99/2003) [1], les poutres doivent respecter les dimensions ci-après,

- $b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *vérifier*
- $h \geq 30 \text{ cm} ; h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *verifier*
- $h/b \leq 4.0 ; h/b = 1.33 \leq 4.0 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *verifier*

Les dimensions trouvées sont : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

b. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis d'une poutre secondaire.

$$L_{\max} = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm. On prend } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

Sachant que : b : largeur de la poutre ; h : hauteur de la poutre.

❖ **Vérifications**

Selon le (RPA99/2003) [1], les poutres doivent respecter les dimensions ci-après,

- $b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifier
- $h \geq 30 \text{ cm} ; h = 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifier
- $h/b \leq 4.0 ; h/b = 1.16 \leq 4.0 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifier

Les dimensions trouvées sont : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

3.2.2. Les voiles

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

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA (article 7.7.1) [1] suivantes : a) $e \geq 15 \text{ cm}$; b) $e \geq h_e/20$; c) $L \geq 4 e$.

h_p : Hauteur totale de la poutre

h_e : Hauteur libre d'étage

e : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile



Figure 3.1 Vue en plan d'un voile

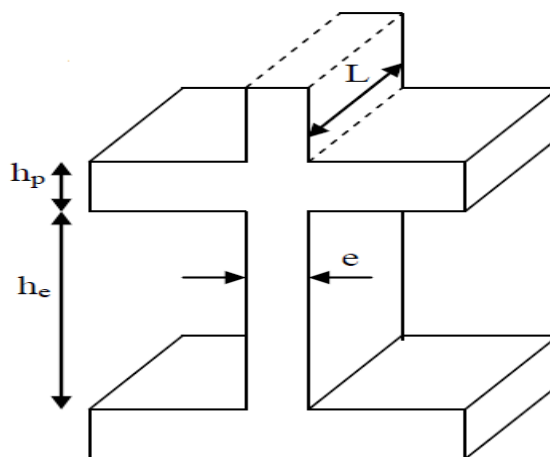


Figure 3.2 Coupe de voile en élévation

$e \geq \max [368/20 ; 15 \text{ cm}]$ Pour le RDC $\rightarrow e \geq 18.4 \text{ cm}$.

$e \geq \max [286/20 ; 15 \text{ cm}]$ pour les étages à usage d'habitation $\rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$.

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

$e = 15 \text{ cm}$ pour les étages à usage d'habitation.

3.2.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91 [3], tout en respectant les prescriptions du RPA [1]

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

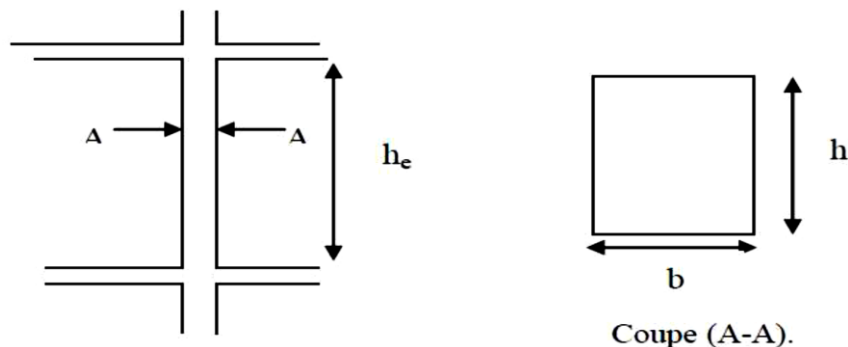


Figure 3.3 Coupe de poteau en élévation

Selon le RPA [1]

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm}$
- $0.25 < b/h < 4$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

Les sections adoptées sont des sections carrées en suite

- RDC, 1^{er} étage : $(b \times h) = 55 \times 55 \text{ cm}^2$.
- 2^{ème} et 3^{ème} étage : $(b \times h) = 50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- 4^{ème} et 5^{ème} étage : $(b \times h) = 45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- 6^{ème} et 7^{ème} étage : $(b \times h) = 40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- 8^{ème} et 9^{ème} étage : $(b \times h) = 35 \times 35 \text{ cm}^2$.
- 10^{ème} étage : $(b \times h) = 30 \times 30 \text{ cm}^2$.

3.3. Descente de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution de charge et surcharge pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charge permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (acrotère, escaliers...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas.

3.3.1. La loi de dégression

Dans notre cas la descente de charge sera effectuée pour 02 poteaux, le plus sollicité d'entre eux sera pris en compte pour les vérifications correspondantes nécessaires.

La descente de charge se fait sur les poteaux les plus sollicités. En général, ces poteaux sont ceux qui ont la surface afférente la plus importante ainsi que les poteaux voisins des cages d'escalier. Pour ce qui est de notre structure, la descente de charge a été faite sur les poteaux :

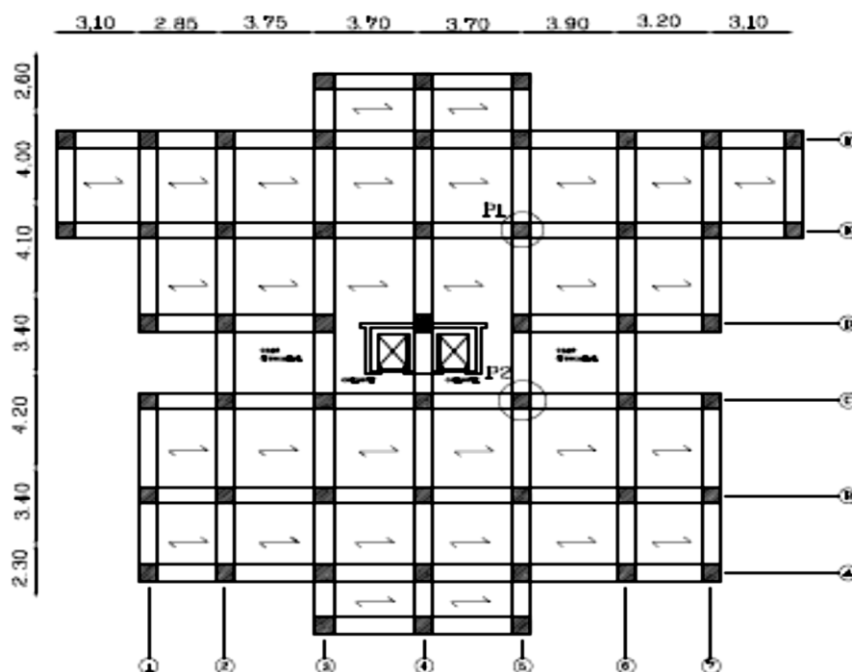


Figure 3.4 Repérages des poteaux P1 et P2

3.3.2. Poteau P1

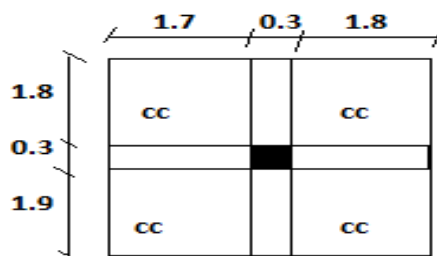


Figure 3.5 Surface afférente du poteau P1

➤ Surface afférente

1- Pour la charge d'exploitation

- terrasse inaccessible

$$S_q = (1.85 + 0.3 + 1.9) \times (1.7 + 0.3 + 1.8) = 15.39 \text{ m}^2$$

- étage courant

$$S_q = 15.39 - (0.3 \times 0.3) = 15.30 \text{ m}^2$$

2- Pour la charge permanente

$$S_g = (1.85 \times 1.7) + (1.85 \times 1.8) + (1.9 \times 1.7) + (1.9 \times 1.8) = 13.125 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul du poids propres des éléments au poteau central P1**

Plancher terrasse inaccessible $\begin{cases} G = 13.125 \times 5.7 = 74.81 \text{ KN} \\ Q = 15.39 \times 1 = 15.39 \text{ KN} \end{cases}$

Plancher étages 1 a 10 $\begin{cases} G = 13.125 \times 5.2 = 68.25 \text{ KN} \\ Q = 15.30 \times 1.5 = 22.95 \text{ KN} \end{cases}$

Plancher RDC $\begin{cases} G = 13.125 \times 5.2 = 68.25 \text{ KN} \\ Q = 15.30 \times 1 = 38.25 \text{ KN} \end{cases}$

Les poutres $L_{PP} = 3.75 \text{ m}$ $L_{PS} = 3.5 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{aligned} G_{pp} &= 3.75 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 11.25 \text{ KN} \\ G_{ps} &= 3.5 \times 0.35 \times 0.30 \times 25 = 9.19 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Charge des poteaux : $G = S \times 25 \times h_e$

Tableau 3.1 Évaluation des poids propres des poteaux

étage	RDC	1	2+3	4+5	6+7	8+9	10
S (m²)	0.3025	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
G_P (KN)	30.86	23.14	19.13	15.49	12.24	9.37	6.89

La loi de dégression

DTR B.C 2.2 (6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_0, Q_1, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage n quelconque : $Q_0 + ((3+n)/2n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

- Sous toit ou terrasse : Q_0
- Sous dernier étage : Q
- Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9 Q$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Tableau 3.2 Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation.

Niveau (Ni)	Qi (KN)	Niveau (Ni)	Qi (KN)
N ₁	15.39	N ₂	Q0+22.95
N ₃	Q0+0.95*(45.9)	N ₄	Q0+0.90*(67.77)
N ₅	Q0+0.85*(91.8)	N ₆	Q0+0.8*(114.75)
N ₇	Q0+0.75*(137.7)	N ₈	Q0+0.71*(160.65)
N ₉	Q0+0.69*(183.6)	N ₁₀	Q0+0.66*(206.55)
N ₁₁	Q0+0.65*(244.8)		

Descente de charge pour le poteau P1**Tableau 3.3** Évaluation de la descente de charge de poteau P1.

Niveaux	Désignations	G (kN)	Q(KN)
N ₁	Plancher inaccessible	74.81	
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	15.39
	poteau	6.89	
TOTAL		102.14	15.39
N ₂	Venant de N1	102.14	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	9.37	
TOTAL		200.20	38.34
N ₃	Venant de N2	200.20	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	9.37	
TOTAL		298.26	58.995
N ₄	Venant de N3	298.26	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	12.24	
TOTAL		399.19	76.38
N ₅	Venant de N4	399.19	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	12.24	
TOTAL		500.12	93.42
N ₆	Venant de N5	500.12	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	15.49	
TOTAL		604.30	107.19
	Venant de N6	604.30	

N₇	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	15.49	
TOTAL		708.48	118.67
N₈	Venant de N7	708.48	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	19.13	
TOTAL		816.30	129.45
N₉	Venant de N8	816.30	
	Étage courant	68.25	22.95
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	19.13	
TOTAL		924.12	142.07
N₁₀	Venant de N9	924.12	22.95
	Étage courant	68.25	
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	23.14	
TOTAL		1035.95	151.71
N₁₁	Venant de N10	1035.95	
	Étage courant	68.25	38.25
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	20.44	
	Poteaux	30.86	
TOTAL		1155.50	174.51

Après calcul on trouve les résultats suivantes :

$G = 1155.50 \text{ KN}$; $Q = 174.51 \text{ KN}$

Calcul de N_u : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1155.50 + 1.5 \times 174.51 = 1821.69 \text{ KN}$

Calcul de N_s : $N_s = G + Q = 1155.50 + 174.51 = 1330.01 \text{ KN}$

3.3.3. Le Poteau 2 (cage d'escalier) :

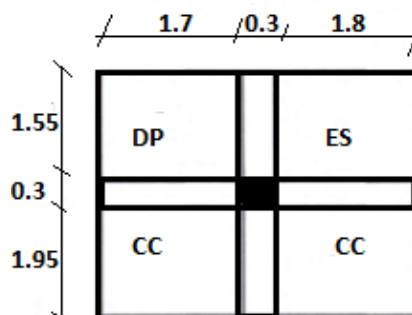


Figure 3.6 Surface afférente (P2)

➤ Surface afférente :

1- Pour la charge d'exploitation :

Terrasse inaccessible : $S_q = (1.8 + 0.3 + 1.7) \times (1.95 + 0.3 + 1.55) = 14.44 \text{ m}^2$

Étage courant : $S_q = 14.44 - (0.3 \times 0.3) = 14.35 \text{ m}^2$

2- Pour la charge permanente : $S_g = (1.7 \times 1.95) + (1.7 \times 1.55) + (1.8 \times 1.95) + (1.8 \times 1.55) = 12.25 \text{ m}^2$

• Escalier :

Palier : $S = 1.35 \times 1.25 = 1.69 \text{ m}^2$

Volée: $S = (0.45 \times 1.25) + (0.3 \times 1.35) = 0.97 \text{ m}^2$

• Dalle pleine : $S = 1.55 \times 1.7 = 2.64 \text{ m}^2$

➤ **Calcul du poids propre des éléments au poteau central P2 :**

Plancher terrasse inaccessible : $\begin{cases} G = 12.25 \times 5.7 = 69.83 \text{ KN} \\ Q = 14.40 \times 1 = 14.40 \text{ KN} \end{cases}$

Plancher étages 1 a 10 : $\begin{cases} G = 12.25 \times 5.2 = 63.70 \text{ KN} \\ Q = 14.35 \times 1.5 = 21.53 \text{ KN} \end{cases}$

Plancher RDC : $\begin{cases} G = 12.25 \times 5.2 = 63.70 \text{ KN} \\ Q = 14.35 \times 2.5 = 35.88 \text{ KN} \end{cases}$

Escalier : $\begin{cases} G = (1.69 \times 5.11) + (0.97 \times 7.84) = 16.25 \text{ KN} \\ Q = 2.66 \times 2.5 = 6.65 \text{ KN} \end{cases}$

Dalle pleine : $\begin{cases} G = 2.64 \times 4.67 = 12.33 \text{ KN} \\ Q = 2.64 \times 2.5 = 6.60 \text{ KN} \end{cases}$

Les poutres $L_{PP} = 3.5 \text{ m}$ $L_{PS} = 3.5 \text{ m}$

$\begin{cases} G_{pp} = 3.5 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 10.50 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.5 \times 0.35 \times 0.30 \times 25 = 9.19 \text{ KN} \end{cases}$

La loi de dégression

Tableau 3.4 Evaluation de la dégression de la charge d'exploitation.

Niveau (Ni)	Qi (KN)	Niveau (Ni)	Qi (KN)
N ₁	27.65	N ₂	Q ₀ +34.78
N ₃	Q ₀ +0.95*(69.56)	N ₄	Q ₀ +0.90*(104.34)
N ₅	Q ₀ +0.85*(139.12)	N ₆	Q ₀ +0.8*(173.90)
N ₇	Q ₀ +0.75*(208.68)	N ₈	Q ₀ +0.71*(243.46)
N ₉	Q ₀ +0.69*(278.24)	N ₁₀	Q ₀ +0.66*(313.02)
N ₁₁	Q ₀ +0.65*(348.90)		

Descente de charge pour le poteau P2

Tableau 3.5 Évaluation de la descente de charge de poteau P2.

Niveaux	Désignations	G (kN)	Q(KN)
N ₁	Plancher inaccessible	69.83	14.4
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
	poteau	6.89	
TOTAL		124.99	27.65
N ₂	Venant de N1	124.99	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
poteau	9.37		
TOTAL		246.33	62.43
N ₃	Venant de N2	246.33	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
poteau	9.37		
TOTAL		367.67	93.73
N ₄	Venant de N3	367.67	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
poteau	12.24		
TOTAL		491.88	121.56
N ₅	Venant de N4	491.88	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
poteau	12.24		
TOTAL		619.34	145.90
N ₆	Venant de N5	619.34	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
poteau	15.49		

TOTAL		746.80	166.77
N₇	Venant de N6	746.80	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
	poteau	15.49	
TOTAL		874.26	184.16
N₈	Venant de N7	874.26	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
	poteau	19.13	
TOTAL		1005.36	200.51
N₉	Venant de N8	1005.36	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
	poteau	19.13	
TOTAL		1136.46	219.64
N₁₀	Venant de N9	1136.46	
	Étage courant	63.70	21.53
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
	poteau	23.14	
TOTAL		1271.57	234.24
N₁₁	Venant de N10	1271.57	
	Étage courant	63.70	76.5
	Poutres (G _{pp} , G _{ps})	19.69	
	Escalier	16.25	6.65
	Dalle pleine	12.33	6.6
	poteau	30.86	
TOTAL		1414.40	254.44

Après calcul on trouve les résultats suivantes : $G = 1414.40 \text{ KN}$; $Q = 254.44 \text{ KN}$

Le calcul montrent que le poteau P2 voisin de la cage d'escalier est le plus sollicité sous charges verticales.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1414.40 + 1.5 \times 254.44 = 2291.10 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B .8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% pour les poteaux intermédiaires tel que : $N_u^* = 1.1 \times N_u = 1.1 \times 2291.10 = 2520.21 \text{ KN}$

❖ Vérification des poteaux :

1-Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

B : Section du poteau

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \rightarrow \frac{2520.21 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.17$$

On a : B = 0.55 * 0.55 = 0.3025 m² > 0.17 m² Vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression du poteau P2 à tous les niveaux :

Tableau 3.6 Vérification des poteaux à la compression simple.

niveau	Nu*(KN)	Section	B (m ²)	B _{Calculé} (m ²)	Observation
RDC	2573.08	55*55	0.3025	0.17	Vérifiée
1^{er} étages	2274.78	55*55	0.3025	0.16	Vérifiée
2^{ème} étages	2050.05	50*50	0.25	0.14	Vérifiée
3^{ème} étages	1823.80	50*50	0.25	0.13	Vérifiée
4^{ème} étages	1602.14	45*45	0.2025	0.11	Vérifiée
5^{ème} étages	1384.17	45*45	0.2025	0.10	Vérifiée
6^{ème} étages	1160.46	40*40	0.16	0.08	Vérifiée
7^{ème} étages	931.02	40*40	0.16	0.066	Vérifiée
8^{ème} étages	700.65	35*35	0.1225	0.050	Vérifiée
9^{ème} étages	468.81	35*35	0.1225	0.033	Vérifiée
10^{ème} étages	231.23	30*30	0.09	0.016	Vérifiée

2-Vérification des conditions de RPA :

a) min (b₁ ; h₁) ≥ 25 cm ; b) min (b₁ ; h₁) ≥ h_e/20 ; c) 1/4 ≤ h₁/b₁ ≤ 4

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

3. Vérification au flambement :

- ELU de stabilité de forme :

D’après le (BAEL91), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u < \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93(Article B.8.2.1)

Avec $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ pour $\lambda \leq 50$ et $\alpha = 0.6 \times (\frac{\lambda}{50})^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton=1.5

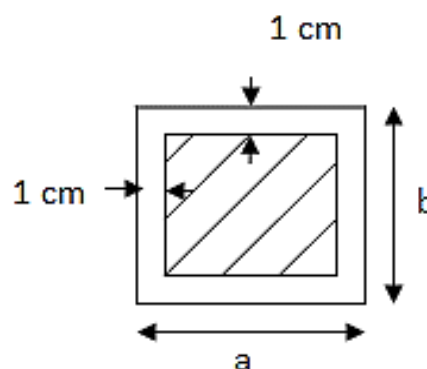
γ_s : Coefficient de sécurité des aciers=1.15

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

λ=l_f/i avec l_f=0.7×l₀ .

l_f : Longueur de flambement.

l₀ : Longueur du poteau.



i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$A_s \geq 0.8\% \times Br$; on prend $A_s = 1\% \times Br$ avec: $Br = (a-2) \times (b-2)$

$$B_{r\text{cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] ; \text{ Il faut vérifier que : } Br \geq B_{r\text{cal}}$$

• **Vérification du poteau du RDC :**

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m} ; B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2 ;$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 0.076 ; i = \sqrt{\frac{0.076}{0.3025}} = 0.15$$

$$\lambda = \frac{2.86}{0.15} = 19.06 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.06}{35} \right)^2} = 0.80$$

D'après le (BAEL91), on doit vérifier : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]$

$$B_r \geq \frac{2520.21 \times 10^{-3}}{0.80 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.141 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55-2) \times (55-2) = 0.2809 \text{ m}^2.$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

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

Tableau 3.7 Vérification des poteaux au flambement des poteaux.

niveau	Nu*(KN)	Section	B _r (m ²)	B _{r cal} (m ²)	Observation
RDC	2520.21	55*55	0.2809	0.141	Vérifiée
1^{er} étages	2274.78	55*55	0.2809	0.128	Vérifiée
2^{ème} étages	2050.05	50*50	0.2304	0.115	Vérifiée
3^{ème} étages	1823.80	50*50	0.2304	0.102	Vérifiée
4^{ème} étages	1602.14	45*45	0.1849	0.090	Vérifiée
5^{ème} étages	1384.17	45*45	0.1849	0.078	Vérifiée
6^{ème} étages	1160.46	40*40	0.1444	0.065	Vérifiée
7^{ème} étages	931.02	40*40	0.1444	0.052	Vérifiée
8^{ème} étages	700.65	35*35	0.1089	0.039	Vérifiée
9^{ème} étages	468.81	35*35	0.1089	0.026	Vérifiée
10^{ème} étages	214.66	30*30	0.078	0.012	Vérifiée

3.4. Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant-projet en répondant aux exigences du pré dimensionnement données par le RPA99 Version 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les éléments non structuraux ont été pré dimensionnés comme suit :

- ✓ L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à **(16+4) cm**.
- ✓ L'épaisseur des dalles pleines adoptée est de **15 cm** pour les cas suivants :

- les paliers ;
- Panneau de dalle de l'escalier (volées de l'escalier);
- ✓ L'épaisseur des dalles pleines adoptée est de **12cm** pour les cas suivants :
- les balcons ;
- Panneau de dalle de l'étage courant ;
- Panneau de dalle du plancher terrasse inaccessible.
- ✓ L'épaisseur des dalles pleines ascenseur adoptée est de **20 cm**

Et pour le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que :

- ✓ Les voiles : avec une épaisseur de **20cm** pour les voiles de RDC, et de **15cm** pour l'étage courant de notre structure.
- ✓ les poutres : la section adoptée est de **(30×40) cm²** pour les poutres principales et **(30×35) cm²** pour les poutres secondaires.
- ✓ Les poteaux ont été pré dimensionnés à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.) ; ces poteaux doivent répondre aussi au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont été alors fixées à :
- Poteau du RDC : $(b \times h) = (55 \times 55)\text{cm}^2$.
- Poteau du 1^{er} Etage : $(b \times h) = (55 \times 55)\text{cm}^2$.
- Poteau du 2^{eme} Etage : $(b \times h) = (50 \times 50)\text{cm}^2$.
- Poteau du 3^{eme} Etage : $(b \times h) = (50 \times 50)\text{cm}^2$.
- Poteau du 4^{eme} Etage : $(b \times h) = (45 \times 45)\text{cm}^2$.
- Poteau du 5^{eme} Etage : $(b \times h) = (45 \times 45)\text{cm}^2$.
- Poteau du 6^{eme} Etage : $(b \times h) = (40 \times 40)\text{cm}^2$.
- Poteau du 7^{eme} Etage : $(b \times h) = (40 \times 40)\text{cm}^2$.
- Poteau du 8^{eme} Etage : $(b \times h) = (35 \times 35)\text{cm}^2$.
- Poteau du 9^{eme} Etage : $(b \times h) = (35 \times 35)\text{cm}^2$.
- Poteau du 10^{eme} Etage : $(b \times h) = (30 \times 30)\text{cm}^2$.

Chapitre 04 Modélisation 3D et étude Sismique

4.1. MODELISATION

La modélisation numérique de notre bâtiment est faite séparément en éléments finis à l'aide du logiciel SAP2000 version 15, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libre, analyse spectrale...etc).

Des éléments linéaires de type << **frame** >> disponibles dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des poteaux et des poutres (<< **Column** >> les poteaux et << **Beam** >> pour les poutres). Les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) et planchers sont modélisés à l'aide d'éléments finis surfaciques de type << **Shell** >> disponibles dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des voiles, corps crus, dalle pleine, palier, volée sous type << **Shell-thick** >>

La rigidité en plan des planchers (diaphragme horizontale rigide) est prise en compte par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option << **Diaphragme** >> disponible dans la bibliothèque du logiciel. Cette application permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamique.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sur les planchers sous forme de charges surfacique et distribuées en totalité sur les poutres principales << **Area load-Uniforme to fram (Shell) _Distribution : One-way** >>.

Les masses dynamiques de notre structure sont évaluées en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismique algérienne RPA99 version 2003 (relation 4.5 du RPA).

$$m = m_G + \beta m_Q \text{ Avec :}$$

m_G : Masse due aux charges permanentes (poids propre des éléments compris).

m_Q : Masse due aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99/2003).

Concernant notre projet on a les coefficients de pondération suivant:

$$\begin{cases} \beta = 0.2 \text{ pour les étages à usage d'habitation.} \\ \beta = 0.3 \text{ pour usage commercial.} \end{cases}$$

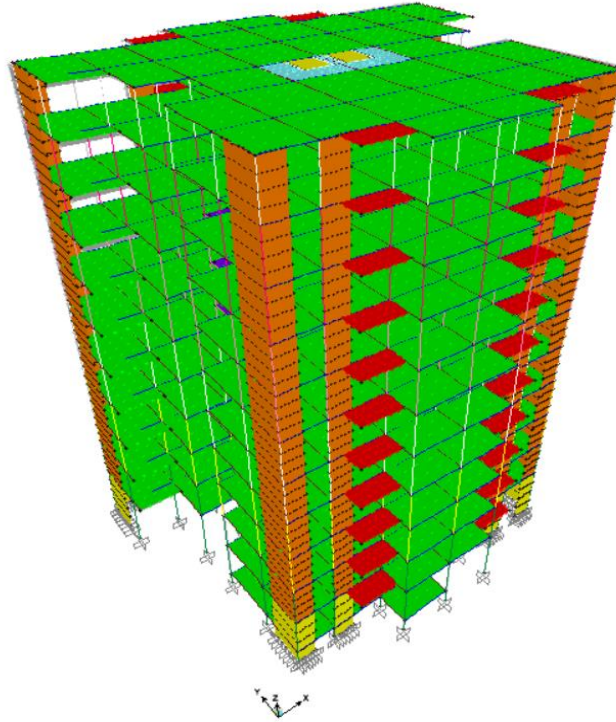


Figure4.1 Modèle de la structure R+10

4.2. METHODES DE CALCUL DES FORCES SISMQUES

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre cas, nous avons utilisé la méthode modale spectrale, son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel Sap2000 version15

Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-}$$

13) g : La constante gravitationnelle.

A : Coefficient d'accélération de la zone (Tableau 4.1 RPA99/version 2003).

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0.81 \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003) avec : $\varepsilon = 8.5\%$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5 s \end{cases}$ tableau 4.7 (RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Q : facteur de qualité (Tableau 4.4 RPA99/version 2003).

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont en fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (Tableau 4.3 RPA99/version 2003). Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1.a et b) représenté sous forme de courbe :

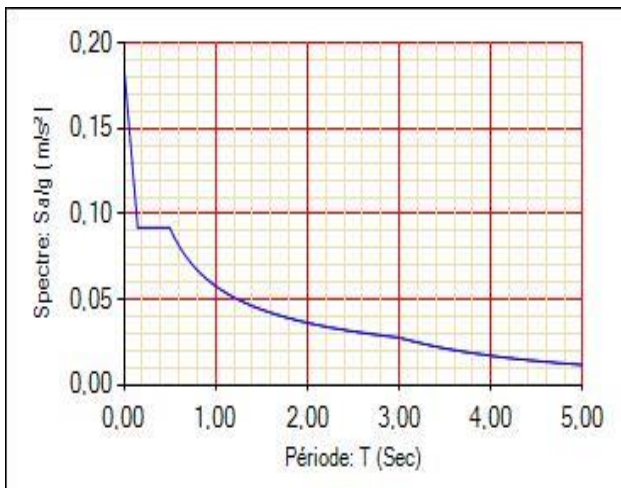


Figure 4.2 Spectre de réponse selon (x-x)

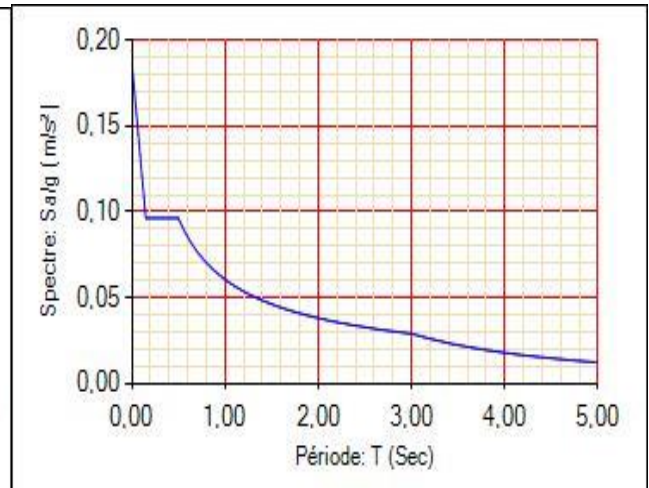


Figure 4.3 Spectre de réponse selon (y-y)

4.3. Dispositions des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d’obtenir un bloc comportement de la structure tout en essayant de respecter l’aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003.

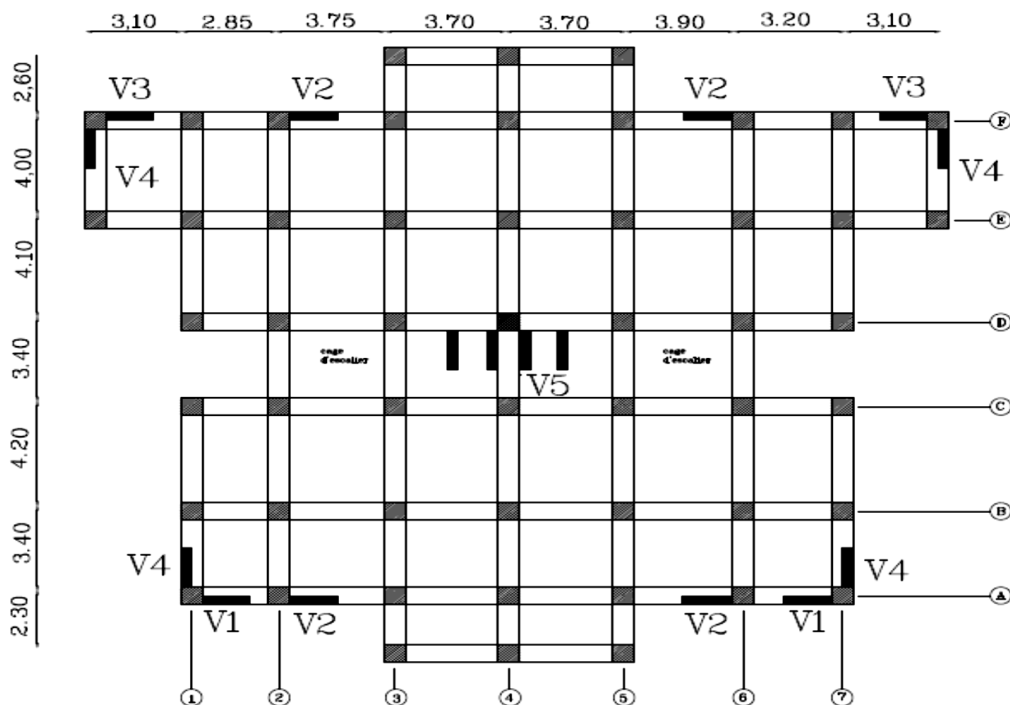


Figure 4.4 Disposition des voiles.

4.4. Modes de vibration et taux de participation massique

Les résultats des vibrations libres en termes de périodes et de masses modales cumulées sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	Mode individuel (%)		Somme cumulée (%)	
	T(s)	UX	UY	UX	UY
1	0.575414	0.7426	0.00826	0.7426	0.00826
2	0.5530089	0.00857	0.71333	0.75117	0.72159
3	0.0475834	0.00183	0.00007864	0.753	0.72167
4	0.198805	0.1199	0.00039	0.8729	0.72206
5	0.184317	0.00033	0.14015	0.87323	0.86221
6	0.156573	0.00038	0.00005492	0.87361	0.86226
7	0.112833	0.04368	0.00004492	0.91729	0.86231
8	0.09925	0.0000325	0.05164	0.91732	0.91395
9	0.083368	0.00015	0.00002005	0.91747	0.91397
10	0.076566	0.02326	0.00001284	0.94072	0.91398

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X et Y atteint 90% lorsqu'on prend 8 modes.

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes

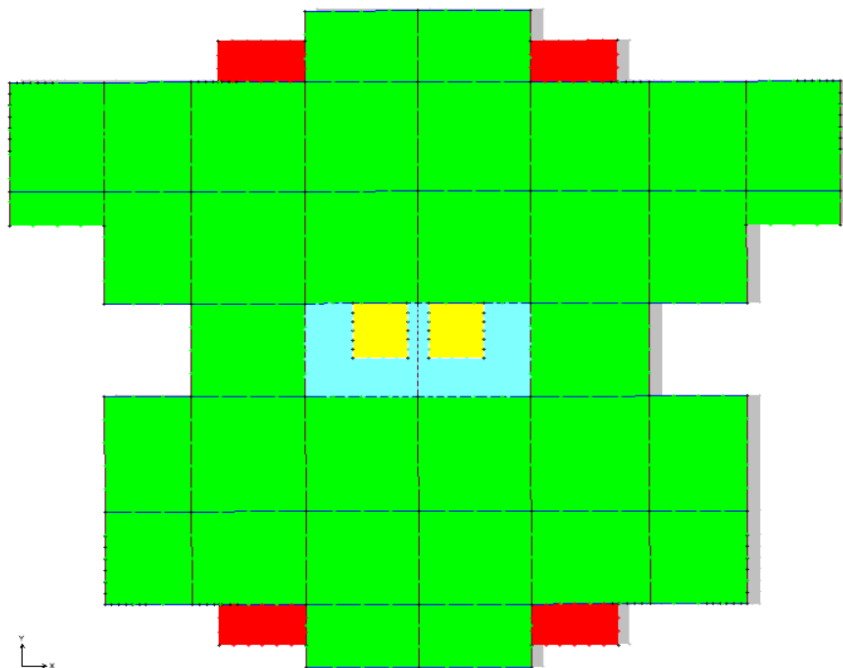


Figure 4.5 Mode 1 translation selon x-x'(T=0.5754s).

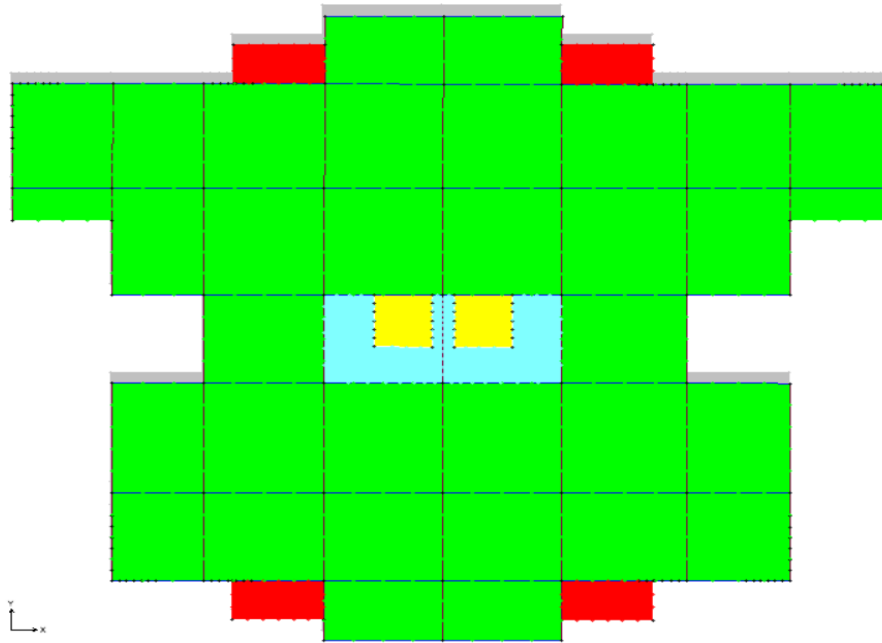


Figure 4.6 Mode 2 translation selon y-y'(T=0.5531s).

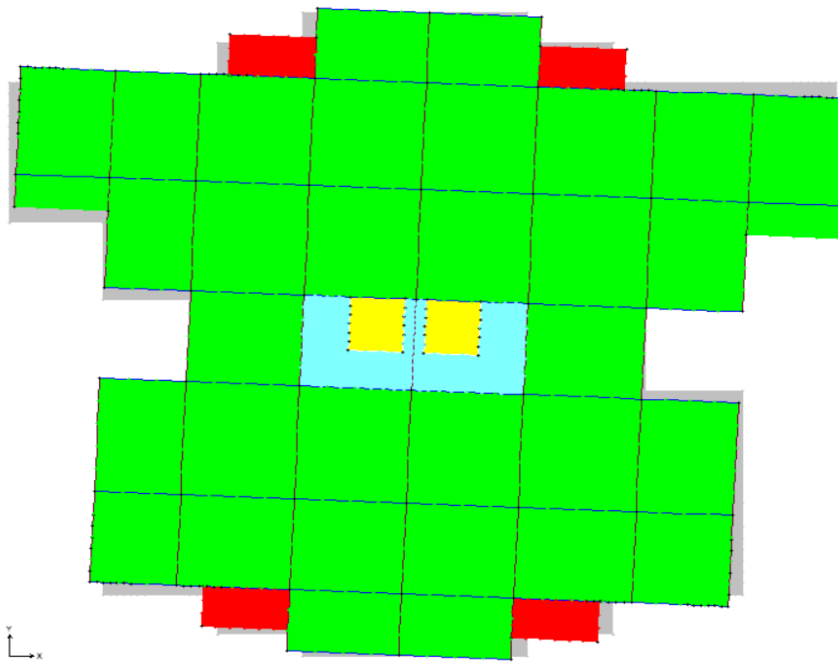


Figure 4.7 Mode 3 translation autour de z-z'(T=0.4758 s).

4.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA version 2003 (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c_j}} < 0,3 \quad (\text{Formule 7.2})$$

Avec : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (sous les combinaisons sismique, $G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$)

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau 4.2 Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N_d (KN)	ν	observations
RDC+1 ^{er} étage	70*70	4900	1818.334	0.148	vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	65*65	4225	1238.105	0.117	vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	60*60	3600	919.589	0.102	vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	55*55	3025	637.115	0.084	vérifiée
8 ^{ème} +9 ^{ème} étage	50*50	2500	373.854	0.060	vérifiée
10 ^{ème} étage	45*45	2025	131.365	0.026	vérifiée

4.6. Justification du choix du système de contre vêtement mixte (verticale et horizontale)

Les charges horizontales et verticales 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.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau 4.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	56765.053	9568.02	85.57579	14.42421
1 ^{er} étage	49859.14	8014.893	86.15114	13.84886
2 ^{ème} étage	44141.479	7527.346	85.43155	14.56845
3 ^{ème} étage	38678.706	6873.477	84.91076	15.08924
4 ^{ème} étage	33094.543	6338.465	83.92599	16.07401
5 ^{ème} étage	27968.879	5590.914	83.34044	16.65956
6 ^{ème} étage	22768.618	4916.287	82.24.199	17.75801
7 ^{ème} étage	17989.114	4045.699	81.63951	18.36049
8 ^{ème} étage	13177.941	3204.783	80.43.803	19.56197
9 ^{ème} étage	8728.235	2199.96	79.86895	20.13105
10 ^{ème} étage	4342.185	955.333	81.9664	18.0336

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les étages.

b) Sous charges horizontales

$\frac{\Sigma F_{\text{portique}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voile}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\Sigma F_{\text{voile}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{voile}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Tableau 4.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	2415.449	1333.258	64.4342	35.5658	2133.873	1899.694	52.9029	47.0971
1^{er} étage	2751.083	734.908	78.9182	21.0818	2554.398	1017.031	71.5231	28.4769
2^{ème} étage	2578.339	766.745	77.0785	22.9216	2492.48	946.21	72.4834	25.5166
3^{ème} étage	2535.626	610.17	80.6036	19.3964	2569.235	667.696	79.3726	20.6274
4^{ème} étage	2234.234	666.253	77.0303	22.9697	2281.57	723.724	75.9187	24.0816
5^{ème} étage	2107	498.512	80.8670	19.1329	2227.793	483.02	82.1817	17.8183
6^{ème} étage	1719.11	550.636	75.7402	24.2598	1813.249	557.337	76.4895	23.5105
7^{ème} étage	1523.501	370.313	80.4462	19.5538	1667.642	309.275	84.3557	15.6443
8^{ème} étage	1090.071	382.828	74.0085	25.9915	1212.575	341.025	78.0494	21.9506
9^{ème} étage	833.68	186.796	81.6952	18.3048	1013.527	136.759	88.1108	11.8891
10^{ème} étage	480.855	88.758	84.4178	15.5822	668.093	135.541	83.1339	16.8660

Observation

Après satisfaction de l'interaction voile-portique sous charges horizontales et verticales, nous pouvons dire que le système appropriée pour notre bloc est un système mixte avec interaction voile-portique, ce qui permet de dire que le coefficient de comportement $R=5$ d'après le tableau (4.3)/RPA99version2003.

4.7. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C'est à dire $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau 4.5 Vérification des déplacements

Niveaux	Sens x x						Sens y-y					
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(%)
RDC	0.0008	0.004	0.000	0.004	4.08	0.001	0.0007	0.0035	0.00	0.0035	4.08	0.001
1^{er} étage	0.0017	0.0085	0.004	0.0045	3.06	0.001	0.0015	0.0075	0.0035	0.004	3.06	0.001
2^{ème} étage	0.0028	0.014	0.0085	0.0055	3.06	0.002	0.0025	0.0125	0.0075	0.005	3.06	0.002
3^{ème} étage	0.0038	0.019	0.014	0.005	3.06	0.002	0.0035	0.0175	0.0125	0.005	3.06	0.002
4^{ème} étage	0.0048	0.024	0.019	0.005	3.06	0.002	0.0046	0.023	0.0175	0.0055	3.06	0.002
5^{ème} étage	0.0058	0.029	0.024	0.005	3.06	0.002	0.0056	0.028	0.023	0.005	3.06	0.002
6^{ème} étage	0.0067	0.0335	0.029	0.0045	3.06	0.001	0.0066	0.033	0.028	0.005	3.06	0.002
7^{ème} étage	0.0074	0.037	0.0335	0.0035	3.06	0.001	0.0076	0.038	0.033	0.005	3.06	0.002
8^{ème} étage	0.0081	0.0405	0.037	0.0035	3.06	0.001	0.0084	0.042	0.038	0.004	3.06	0.001
9^{ème} étage	0.0087	0.0435	0.0405	0.003	3.06	0.001	0.0091	0.0455	0.042	0.0035	3.06	0.001
10^{ème} étage	0.0091	0.0455	0.0435	0.002	3.06	0.001	0.0098	0.049	0.0455	0.0035	3.06	0.001

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau 4.6 Vérification à L'effet P-Δ

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
RDC	408	66333.073	0.004	3748.707	0.0002	0.0035	4033.567	0.00014
1 ^{er} étage	306	57874.033	0.0045	3485.991	0.0002	0.004	3571.429	0.00021
2 ^{ème} étage	306	51668.825	0.0055	3345.084	0.0003	0.005	3438.69	0.00024
3 ^{ème} étage	306	45552.183	0.005	3145.796	0.0002	0.005	3236.931	0.00023
4 ^{ème} étage	306	39433.008	0.005	2900.577	0.0002	0.0055	3005.294	0.00024
5 ^{ème} étage	306	33559.793	0.005	2605.512	0.0002	0.005	2710.813	0.0002
6 ^{ème} étage	306	27684.905	0.0045	2269.746	0.0002	0.005	2370.586	0.00019
7 ^{ème} étage	306	22034.813	0.0035	1893.814	0.0001	0.005	1976.917	0.00018
8 ^{ème} étage	306	16382.724	0.0035	1472.899	0.0001	0.004	1553.6	0.00014
9 ^{ème} étage	306	10928.195	0.003	1020.476	0.0001	0.0035	1150.286	0.00011
10 ^{ème} étage	306	5297.518	0.002	569.613	0.0001	0.0035	803.634	0.0001

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets P-Δ peuvent être négligés.

4.9. Vérification de la résultante des forces sismique

Dans notre cas on a

Groupe d'usage 2, zone II_a ⇒ A = 0.15 selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

➤ Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totales		Q _y = 1.05		Q _x = 1,10

✓ **La condition minimale sur les files de contreventement** est non observée dans les deux sens car le système de portiques de chaque file de portique ne comporter pas à tous les niveaux, au moins trois (03) travées

- ✓ **Redondance en plan** dans le sens (y-y) est non observée car le rapport entre la valeur maximale et minimale d'espacement est dépassée 1.5.

Le poids total de la structure est : $W = 66778.078 \text{ KN}$

$R=5$ (système mixte portique voile avec interaction voile-portique)

D : Facteur d'amplification dynamique.

On prend : $\xi = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.81$.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 (art 4.2.4) suivantes

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

$h_N = 34.68 \text{ m}$: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0.050$: Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

$$T = 0,05 \times 34.68^{3/4} = 0,714 \text{ s}$$

$L_x = 27.3 \text{ m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 24 \text{ m}$; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

Donc la période fondamentale est

$$\begin{aligned} T_x &= \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{27.3}} = 0.6 \text{ s} & ; & \quad T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.6 \text{ s} \\ T_y &= \frac{0.09 \times 34.68}{\sqrt{24}} = 0.64 \text{ s} & ; & \quad T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.64 \text{ s} \end{aligned}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.6}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.808$$

$$D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.731$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.808 \times 1.05}{5} \times 66778.078 = 3802.34 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.731 \times 1.10}{5} \times 66778.078 = 3815.65 \text{ KN}$$

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} . il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 \times V_{statique}$. Et cela dans les deux sens.

Les résultats de la vérification de la résultant sismique sont résume dans le tableau suivant :

Tableau 4.8 Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	3802.34	3041.874	3798.823	Vérifiée
Sens yy	3815.65	3052.523	3966.876	Vérifiée

4.10. CONCLUSION

Après avoir essayé plusieurs dispositions des voiles nous avons retenue celle qui a vérifié toutes les conditions du RPA

Et les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées telles que :

❖ Pour les poteaux :

- RDC et 1^{er} étages (b×h) = (70×70) cm²
- 2^{ème} et 3^{ème} étages (b×h) = (65×65) cm²
- 4^{ème} et 5^{ème} étages (b×h) = (60×60) cm²
- 6^{ème} et 7^{ème} étages (b×h) = (55×55) cm²
- 8^{ème} et 9^{ème} étages (b×h) = (50×50) cm²
- 10^{ème} étages (b×h) = (45×45) cm²

❖ Pour les poutres :

- Poutre principale :(b×h) = (30×45) cm².
- Poutre secondaire :(b×h) = (30×40) cm².

❖ Les voiles :

- L'épaisseur adoptée pour les voiles de l'RDC est de 20 cm.
- L'épaisseur adoptée pour les voiles d'étage d'habitation est de 15 cm.

Chapitre 05 Etude des éléments structuraux

5.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux pour notre bâtiment. Les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage sont tirées de l'analyse sismique de la structure réalisée par le logiciel sap2000v15.

5.2. Etude des poteaux

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super- structure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

1) $1,35G + 1,5Q$; 2) $G + Q$; 3) $G + Q \mp E$; 4) $0,8G \mp E$.

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation

$N_{max} \rightarrow M_{corres}$; $N_{min} \rightarrow M_{corres}$; $M_{max} \rightarrow N_{corre}$

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau 5.1 Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	Section	$(N_{max} \rightarrow M_{corr})$		combinaison	$(M_{max} \rightarrow N_{corr})$		combinaison	$(N_{min} \rightarrow M_{corr})$		combinaison	V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)		M(KN.m)	N(KN)		N(KN)	M(KN.m)		
RDC et 1 ^{er} étage	70× 70	-2052.9	4.444	ELU	176.427	-915.25	G+Q+E _X	455.76	47.32	0.8G+E _Y	197.97
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65× 65	-1577.94	4.587	ELU	-147.455	-814.62	G+Q+E _Y	17.90	53.71	0.8G+E _Y	194.56
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60× 60	-1184.30	6.22	ELU	-137.895	-715.77	G+Q+E _Y	-83.313	42.628	0.8G+E _Y	173.49
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55× 55	-822.549	6.589	ELU	-117.716	522.25	G+Q+E _Y	-69.84	7.061	0.8G+E _Y	149.51
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50× 50	-485.113	5.811	ELU	-88.127	-326.06	G+Q+E _Y	2.48	3.793	0.8G-E _Y	117.43
10 ^{ème} étage	45× 45	-166.998	-8.782	ELU	-65.274	-84.632	G+Q+E _Y	30.475	16.513	0.8G+E _Y	40.28

➤ **Les recommandations du RPA 99/2003**

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6% en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA 99/2003 sont apportées dans le tableau suivant

Tableau 5.2 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	70× 70	39.20	196	294
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65× 65	33.80	169	253.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60× 60	28.80	144	216
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55× 55	24.20	121	181.5
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50× 50	20.00	100	150
10 ^{ème} étage	45× 45	16.20	81	121.5

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art : 7.4.2.2}).$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il

est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{l'élancement géométrique.}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixé comme suit

✓ **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

✓ Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_l$ en zone IIa

Où ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ Avec : $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$; $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$: Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ; Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ Calcul du ferrailage des poteaux

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N^{\max} = -2052.903 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 4.444 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max} = 176.427 \text{ KN.m} \rightarrow N^{\text{corr}} = -915.247 \text{ KN}$$

$$N^{\min} = 455.755 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 47.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } d = 0.60 \text{ m ; } d' = 0.05 \text{ m}$$

Calcul sous N^{\max} et M^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{4.444}{2052.903} = 0.0022 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

N de traction et c à l'intérieur de la section \Rightarrow La section est entièrement tendue.

Le calcul se fait alors comme suit :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_e (d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_e (d - d')}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.302 \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.300 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_e (d - d')} = 25.83 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_e (d - d')} = 25.83 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; B = (0.70 \times 0.70) = 0.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 25.73 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 25.83 + 25.83 = 51.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 + A_2 > A_{min}^{BAEL} \Rightarrow A_{s1} = 51.66 \text{ cm}^2$$

Calcul sous M^{max} et N^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{176.43}{915.247} = 0.193 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

N de traction et c à l'intérieur de la section \Rightarrow La section est entièrement tendue.

Le calcul se fait alors comme suit :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_e(d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_e(d - d')}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.493 \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.107 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_e(d - d')} = 4.08 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_e(d - d')} = 18.80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; B = (0.70 \times 0.70) = 0.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 25.73 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 4.08 + 18.80 = 22.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 + A_2 < A_{min}^{BAEL} \Rightarrow A_{s2} = 25.73 \text{ cm}^2$$

Calcul sous N^{min} et M^{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{47.33}{455.755} = 0.104 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

\Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures.

Il faut alors vérifier la condition suivante:

$$N \times (d - d') - M_u^A \geq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

Avec :

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 47.33 + 455.755 \times \left(0.65 - \frac{0.70}{2}\right) = 184.06 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 455.755 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.05) - 184.06 \times 10^{-3} = 0.09 \text{ MN.m} \rightarrow (1) \\ (0.337 \times 0.70 - 0.81 \times 0.05) \times 0.70 \times 0.70 \times 18.48 = 1.77 \text{ MN.m} \rightarrow (2) \\ (1) < (2) \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.} \end{cases}$$

Alors :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^A}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{184.06 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.70 \times 0.65^2} = 0.034 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow \alpha = 0.043 \rightarrow z = 0.639$$

$$A_1 = \frac{184.06 \times 10^{-3}}{0.639 \times 400} = 7.20 \text{ cm}^2 \text{ donc:}$$

$$A_{s3} = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 7.20 \times 10^{-4} - \frac{955.755 \times 10^{-3}}{400} = -1.67 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{s3} = 0 \text{ cm}^2$$

Le poteau sera alors ferrailé avec :

$$\max (A_{s1}; A_{s2}; A_{s3}; A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}) = 51.66 \text{ cm}^2$$

a) Ferrailage longitudinale

Tableau 5.3 Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	70×70	51.66	39.20	10T25+6T16=61.15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×65	36.6	33.80	4T20+12T16=36.68
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	27.8	28.80	12T16+4T14=30.27
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×55	19.6	24.20	16T14=24.20
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×50	14.4	20.00	10T14+6T12=22.18
10 ^{ème} étage	45×45	7.2	16.20	8T14+4T12=16.84

b) Ferrailage transversale

Tableau 5.4 Les Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	B (cm ²)	ϕ _l ^{max} (cm)	ϕ _l ^{min} (cm)	l _t (cm)	λg	Vu (KN)	l _r	S _t zone nodale (cm)	S _t zone courante (cm)	ρ _a	A _t cm ²	A _t ^{min} cm ²	A _t ^{opt} cm ²	N ^{bre} de barres
RDC	70×70	2	1.4	285.6	4.08	197.959	80	10	15	3.75	3.98	5.25	6.79	6HA12
1 ^{er} étage	70×70	2	1.4	214.2	3.06	197.959	80	10	15	3.75	3.98	5.25	6.79	6HA12
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×65	2	1.6	214.2	3.30	194.555	80	10	15	3.75	4.22	4.87	6.78	6HA12
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	1.6	1.4	214.2	3.57	173.483	64	10	15	3.75	4.07	4.5	4.71	6HA10
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×55	1.4	1.4	214.2	3.89	149.504	56	10	15	3.75	3.82	4.12	4.71	6HA10
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×50	1.4	1.2	214.2	4.28	117.422	56	10	15	3.75	3.30	3.75	3.93	5HA10
10 ^{ème} étage	45×45	1.2	1.2	214.2	4.76	40.285	48	10	15	3.75	1.26	3.38	3.93	5HA10

❖ Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ Avec :}$$

B_r : Section réduite du béton

γ_b : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_b = 1.5$ pour les situation courantes.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ pour les situation courantes.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Avec $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ pour $\lambda \leq 50$ et $\alpha = 0.6 \times (\frac{\lambda}{50})^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Cas d'une section rectangulaire : $\lambda = 3.46 \times l_f / b$; avec : l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 \times l_0$.

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \quad \text{avec : } \begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \end{cases}$$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.5 Justification de l'effort normal ultime

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Obs
RDC	70×70	408	285.6	14.12	0.823	61.15	0.462	1818.334	8791.7	Vérifiée
1 ^{er} étage	70×70	306	214.2	10.59	0.835	61.15	0.462	1818.334	8919.9	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	65×65	306	214.2	11.40	0.832	36.68	0.397	1238.105	7178.23	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	60×60	306	214.2	12.35	0.829	30.27	0.336	919.589	6031.05	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	55×55	306	214.2	13.48	0.832	24.20	0.281	637.115	5029.81	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.82	0.821	22.18	0.231	373.854	4145.44	Vérifiée
10 ^{ème} étage	45×45	306	214.2	16.47	0.814	16.84	0.185	131.365	4011.67	Vérifiée

$N_d < N_u \Rightarrow$ Pas risque de flambement.

❖ Vérification des contraintes :

La fissuration est nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{b \times h + 15 \times A_s} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0,9 \times h ; B = b \times h + 15 \times A_s$$

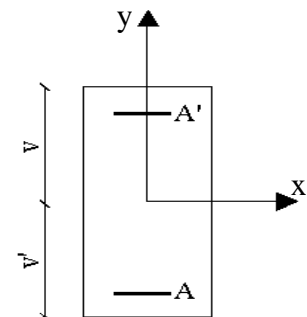


Figure 5.1 Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.6 Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC et 1 ^{er} étages	70× 70	63	61.15	39.42	30.58	0.025	1496.05	29.033	3.511	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	65× 65	58.5	36.68	35.49	29.51	0.018	1150.67	30.991	3.335	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	60× 60	54	30.27	32.69	27.31	0.012	863.577	35.829	3.375	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	55× 55	49.5	24.20	29.86	25.14	0.008	599.877	36.616	3.350	15
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	50× 50	45	22.18	27.35	22.65	0.006	354.028	33.434	2.940	15
10 ^{ème} étages	45× 45	40.5	16.84	24.50	20.5	0.004	122.365	30.642	2.028	15

❖ **Vérification aux sollicitations tangentes :**

Selon le RPA 99 version 2003 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

Tableau 5.7 Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _r (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
RDC	70× 70	285.6	4.08	0.04	63	197.959	0.449	1	Vérifiée
1 ^{er} étages	70× 70	214.2	3.06	0.04	63	197.959	0.449	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	65× 65	214.2	3.30	0.04	58.5	194.555	0.512	1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	60× 60	214.2	3.57	0.04	54	173.483	0.535	1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	55× 55	214.2	3.89	0.04	49.5	149.504	0.549	1	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	50× 50	214.2	4.28	0.04	45	117.422	0.522	1	Vérifiée
10 ^{ème} étages	45× 45	214.2	4.76	0.04	40.5	40.285	0.221	1	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailage :

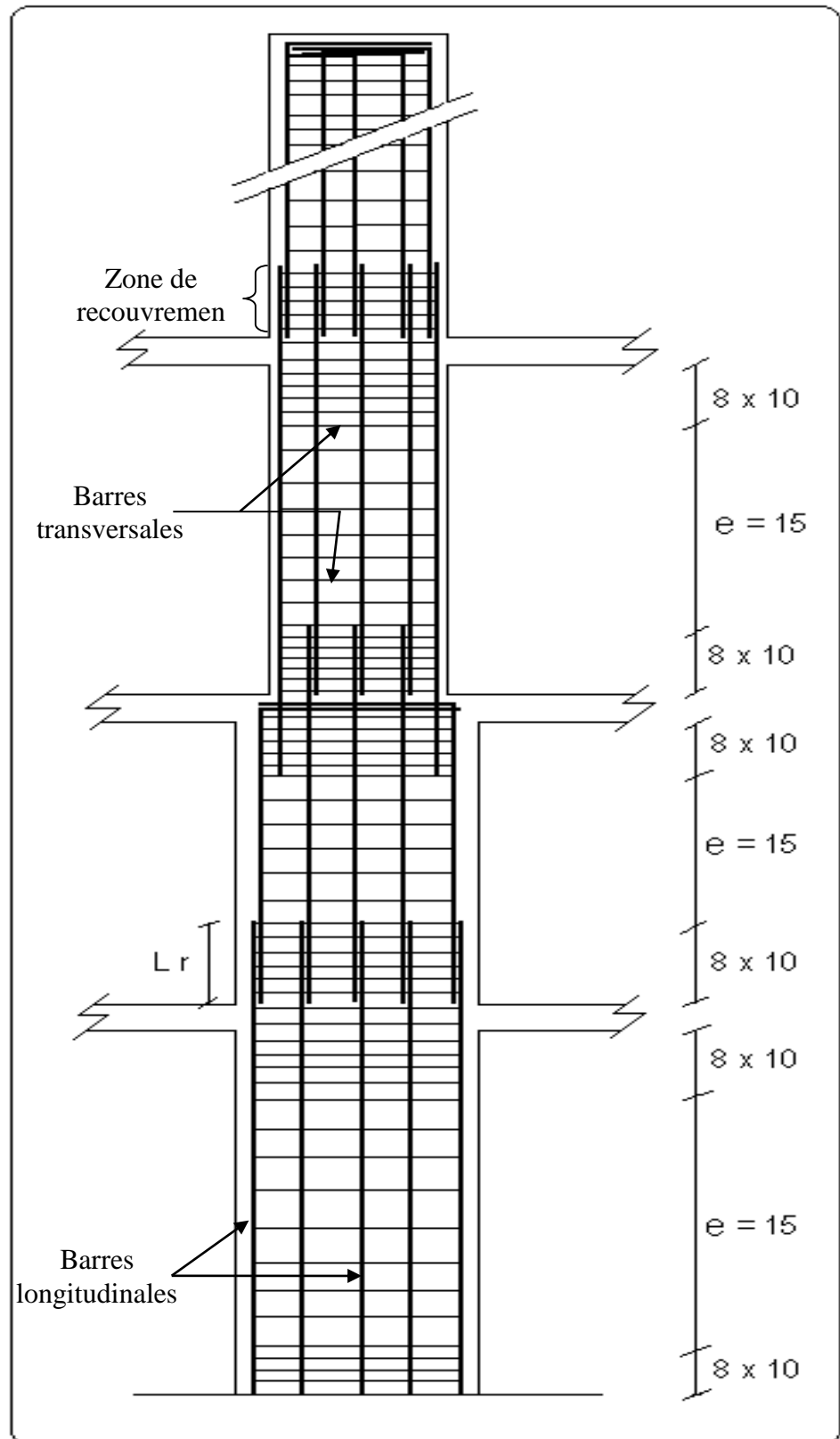


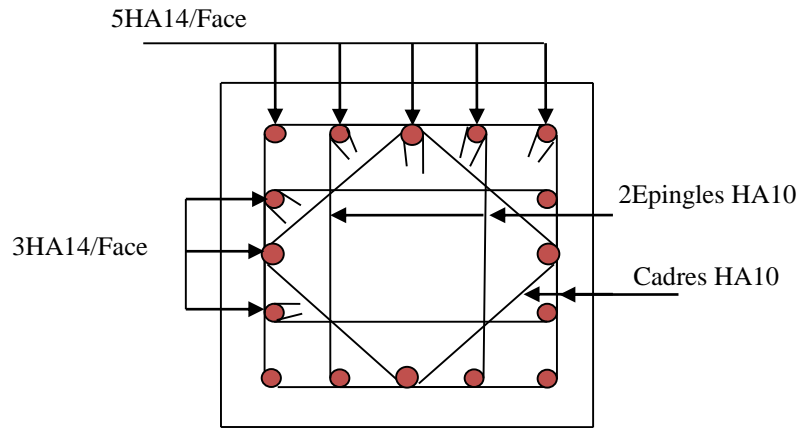
Figure 5.2 Schéma de principe de ferrailage et réduction des sections des poteaux

Tableau 5.8 Ferrailage des sections des poteaux

Niveau	section	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC et 1 ^{er} étages	(70 × 70) Cm ²	<p>5HA25/Face</p> <p>3HA16/Face</p> <p>2Epingles HA12</p> <p>Cadres HA12</p>
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	(65 × 65) Cm ²	<p>3HA16/Face</p> <p>3HA16/Face</p> <p>2Epingles HA12</p> <p>Cadres HA12</p> <p>2HA20/Face</p>
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	(60 × 60) Cm ²	<p>5HA16/Face</p> <p>2HA14/Face</p> <p>2Epingles HA12</p> <p>1HA16/Face</p> <p>Cadres HA12</p>

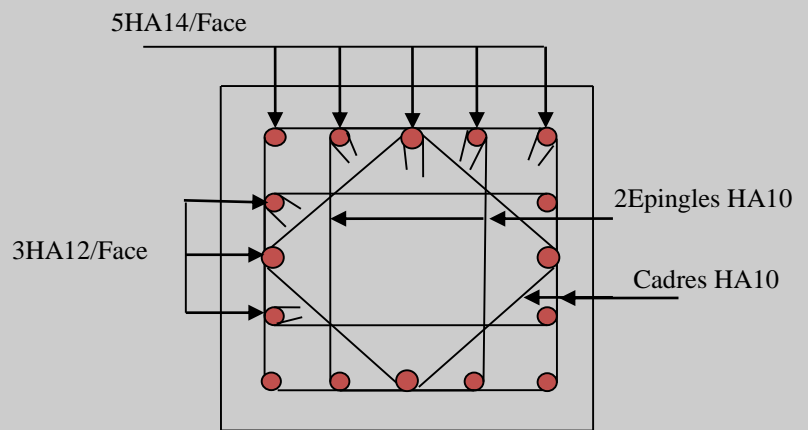
6^{ème} et 7^{ème}
étages

(55 × 55)
Cm²



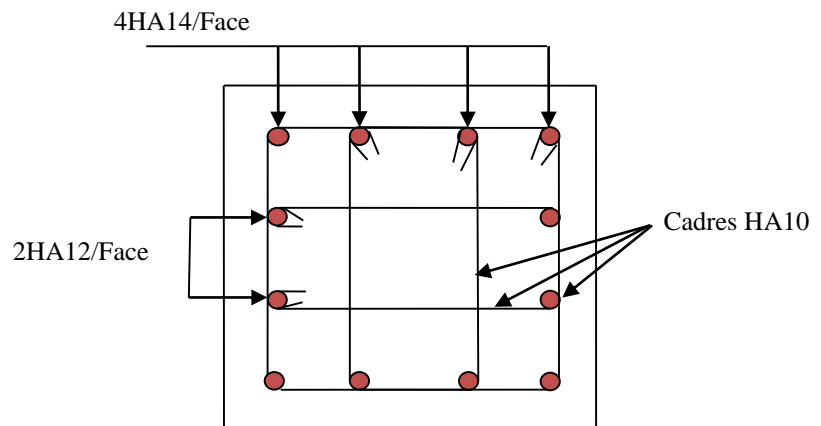
8^{ème} et 9^{ème}
étages

(50 × 50)
Cm²



10^{ème} étages

(45 × 45)
Cm²



5.3. Etude des poutres

L'étude des poutres sera menée en se référant aux efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99 (version2003) et du BAEL91 qui sont

- ◆ $1.35 G + 1.5Q$
- ◆ $G + Q$
- ◆ $G + Q \pm E_x$
- ◆ $G + Q \pm E_y$
- ◆ $0.8 G \pm E_x$
- ◆ $0.8G \pm E_y$

➤ Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% b_xh en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : 4% b_xh En zone courante.
6% b_xh En zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de

- 40 ϕ En zone IIa. Avec : ϕ_{max} est le diamètre maximale utilisé.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b) Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\%s_t \times h$

- Avec s_t espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

❖ Calcul du ferrailage

• Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 5.9. Sollicitations maximales dans les poutres

	Poutres	Section (cm ²)	Localisation	Localisation	M _{max} (KN)
Terrasse inaccessible	poutre principale	30×45	Poutre de rive	Appui	10.87
				Travée	22.94
	Poutre Secondaire	30×40	Poutre intermédiaire	Appui	10.87
				Travée	22.94
				Appui	14.57
				Travée	19.25
Etages courant	poutre principale	30×45	Poutre de rive	Travée	72.39
				Appui	53.27
	poutre secondaire	30×40	Poutre intermédiaire	Travée	54.51
				Appui	62.54
				Travée	57.48
				Appui	70.64
RDC	Poutre Principale	30×45	Poutre de rive	Travée	67.03
				Appui	46.12
	Poutre Secondaire	30×40	Poutre intermédiaire	Travée	40.83
				Appui	61.96
				Travée	56.11

➤ **Exemple de calcul**

Soit la poutre principale de dimensions (30 × 45)cm² avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 70.64 \text{ KNm} \\ M_a = 67.03 \text{ KNm} \end{cases}$$

a. Armatures longitudinales

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{70.64 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.072$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0938$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.404\text{m} \rightarrow A = 5.08 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67.03 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48} = 0.069; \mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0.089 \rightarrow Z = 0.405 \rightarrow A_{st} = 4.86 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des différentes poutres s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés sur les tableaux suivants

Tableau 5.10 Ferrailage des poutres

Poutres		Section (cm ²)	Localisation	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	
Terrasse inaccessible	poutre principale	30×45	Poutre de rive	Appui	0.75	6.75	3T14+3T12=8.01	
				Travée	1.59			
	Poutre Secondaire	30×40	Poutre intermédiaire	Appui	0.75	6.00	3T14+3T12=8.01	
				Travée	1.59			
				Appui	1.53			3T12+3T12=6.79
				Travée	1.15			
Etages courant	poutre principale	30×45	Poutre de rive	Appui	5.22	6.75	3T14+3T12=8.01	
				Travée	5.16			
	poutre secondaire	30×40	Poutre intermédiaire	Appui	3.87	6.00	3T14+3T12=8.01	
				Travée	3.78			
				Appui	4.72			3T12+3T12=6.79
				Travée	5.16			
RDC	Poutre Principale	30×45	Poutre de rive	Appui	4.81	6.75	3T14+3T12=8.01	
				Travée	5.08			
	Poutre Secondaire	30×40	Poutre intermédiaire	Appui	2.87	6.00	3T14+3T12=8.01	
				Travée	3.26			

➤ **Vérification des armatures selon le RPA99/version2003**

1. Pourcentage maximum des armatures longitudinale

Pour l'ensemble des poutres on a : PP : b=30 ; h=45 et PS : b=30 ; h=40.

⇒ En zone courante : -PP : A max= 4% bxd = 54cm² > A adopté.....Vérifiée.

-PS : A max= 4% bxd = 48cm² > A adopté.....Vérifiée.

⇒ En zone de recouvrement : -PP : A max= 6% bxd = 81cm² > A adopté.....Vérifiée.

-PP : A max= 6% bxd = 72cm² > A adopté.....Vérifiée.

2. Les longueurs de recouvrement

L_r > 40×en Ø zone II L_r > 40

Ø = 20mm L_r > 40×2= 80cm ; on adopte L_r = 85cm

Ø = 16mm L_r > 40×1.6= 64cm ; on adopte L_r = 65cm

Ø = 14mm L_r > 40×1.4= 56cm ; on adopte L_r = 60cm

Ø = 12mm L_r > 40×1.2= 48cm ; on adopte L_r = 50cm

4. les armatures transversales

a. Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t < \min (1.2 ; 1.28 ; 3) = 1.2 \text{ on prend } \Phi_t = 8\text{mm.}$$

$$A_t = 4HA8=2.01\text{cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres.

b. Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 :

- Zone nodale : $St \leq \min (h/4; 12\phi_t \text{ min})$ (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres : $St \leq \min (10\text{cm}; 12\text{cm}) \Rightarrow$ soit $St = 10\text{cm}$.

- Zone courante : $St \leq h/2$ (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres : $St \leq 20\text{cm} \Rightarrow$ soit $St = 15\text{cm}$.

c. Vérification des sections d'armatures transversales

On a $A_{t\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELU**

a. Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifiée l'effort tranchant tel que : $\tau = \frac{v_u}{b \times d}$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

La vérification est effectuée pour les poutres les plus défavorables.

Tableau 5.11 Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	227.732	0.211	3.33	vérifiée
Poutres secondaires	145.997	0.135	3.33	vérifiée

b. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives : $A_l \geq \frac{V \times \gamma_S}{f_e}$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_S}{f_e} \times \left(V - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ Avec: $\gamma_S = 1.15, f_e = 400$

Tableau 5.12 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KNm)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Obs
Poutres principales	8.01	227.732	72.388	0.65	0.59	vérifiée
Poutres secondaires	6.00	145.997	57.477	0.42	0.37	vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

a. État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est nuisible.

b. État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$

Tableau 5.13 Vérification de la limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y(Cm)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	25.34	0.654	0.145	0.1143	15
	Travées	13.77	0.654	0.145	0.0621	15
Poutres secondaires	Appuis	16.01	0.496	0.208	0.0382	15
	Travées	11.62	0.496	0.208	0.0277	15

c. État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Tableau 5.14 Récapitulation de l'évaluation de la flèche

Poutres	h(cm)	b(cm)	L(cm)	As (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
Poutres principales	45	30	420	8.01	0.11	0.1	0.0066	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Poutres secondaires	40	30	390	6.79	0.10	0.1	0.0063	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Conclusion : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage des poutres :**

Les schémas de ferrailage des poutres principales sont représentés dans schémas ci-après :

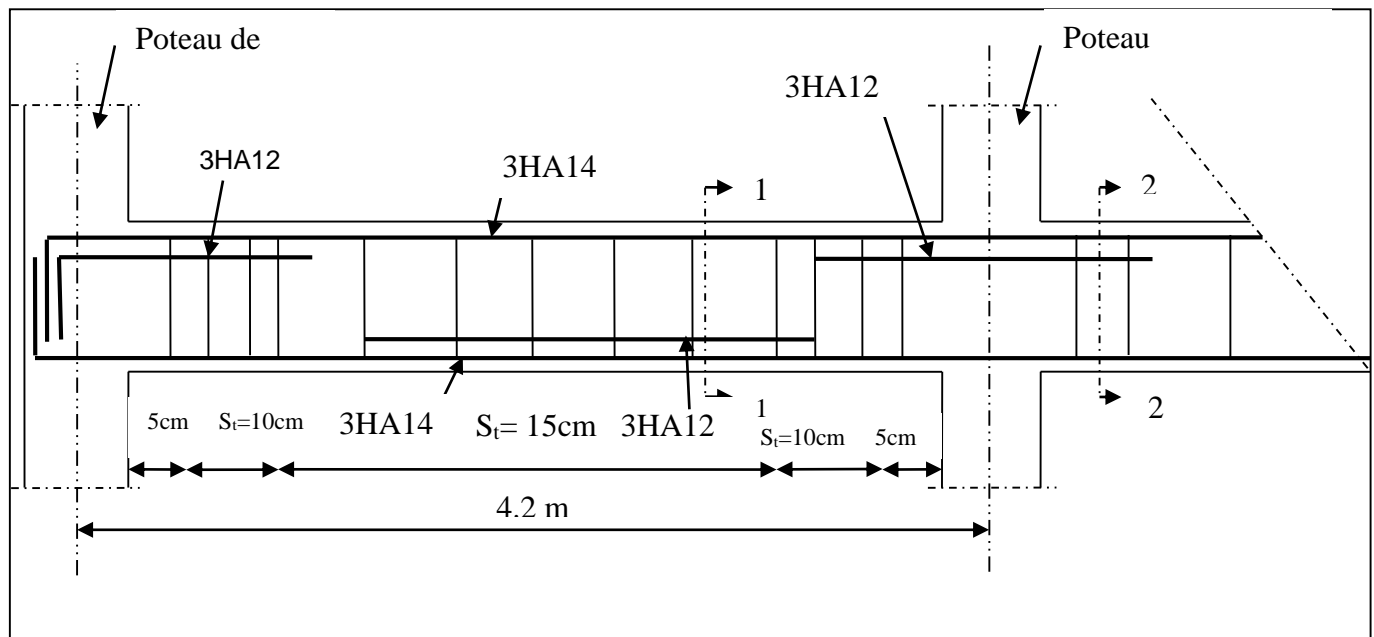


Figure 5.3 Ferrailage des poutres principales.

Les schémas de ferrailage des poutres secondaires sont représentés dans schémas ci-après :

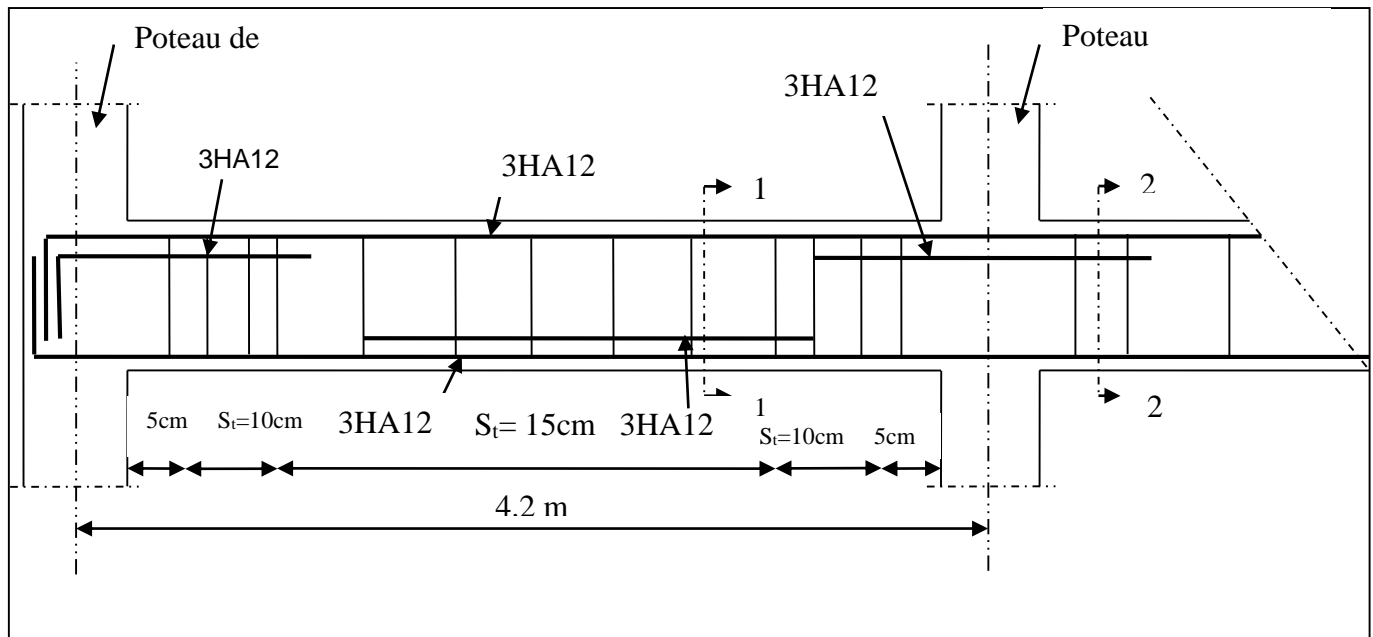


Figure 5.4 Ferrailage des poutres secondaires

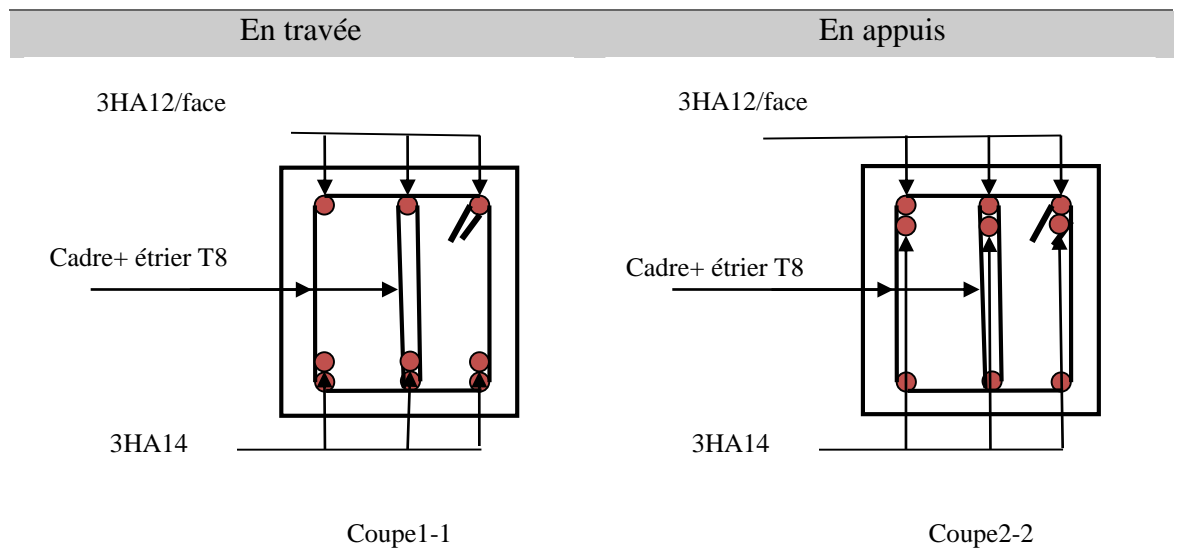
Tableau 5.15 Ferrailage des sections des poutres

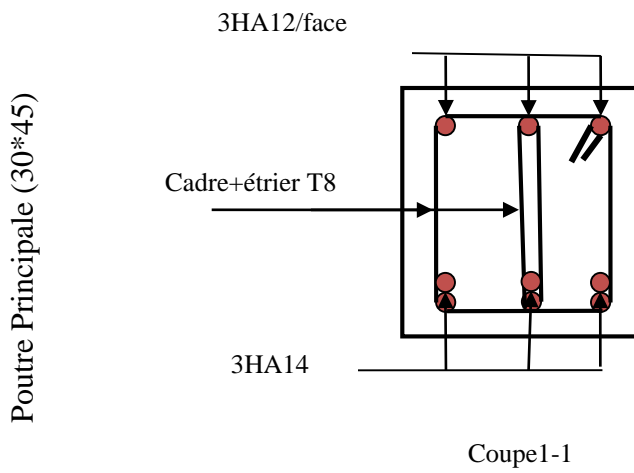
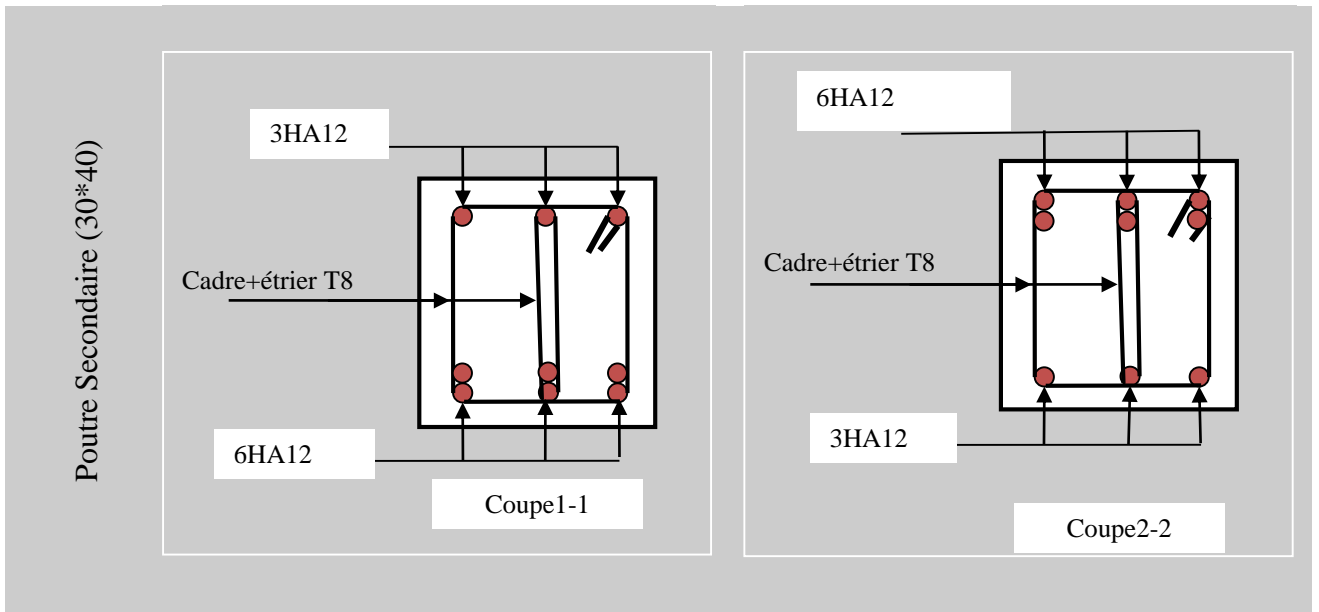
Niveau Poutre

Schéma de ferrailage des poutres

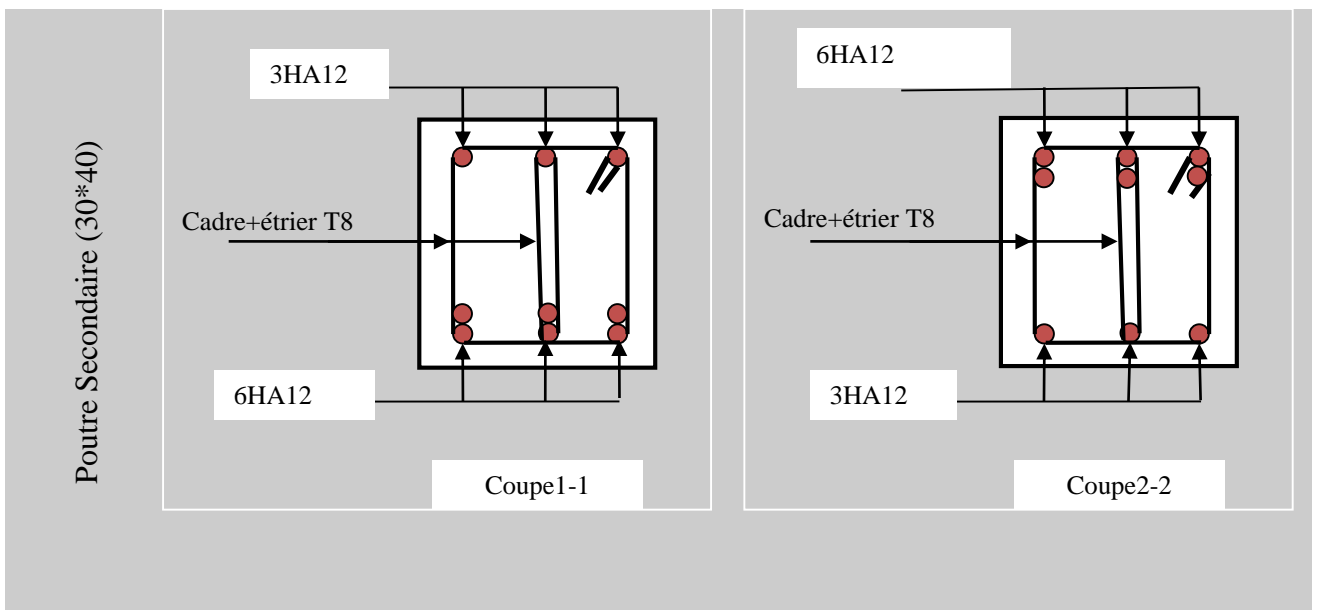
Terrasse inaccessible

Poutre Principale (30*45)



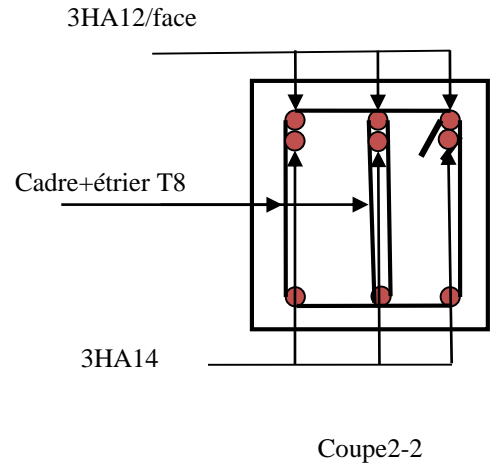
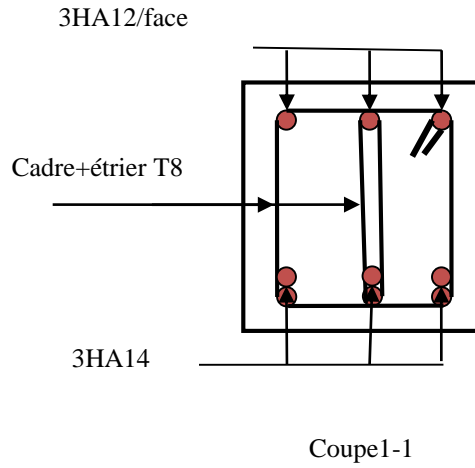


Étage courant

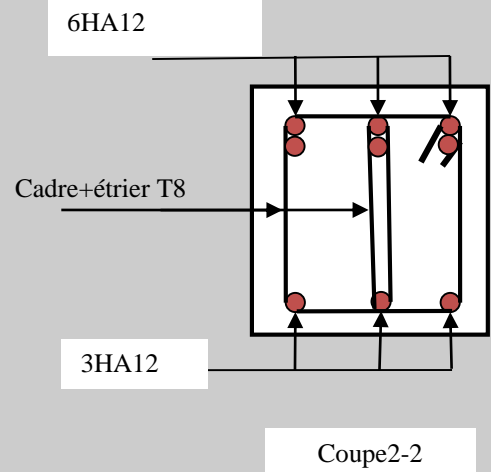
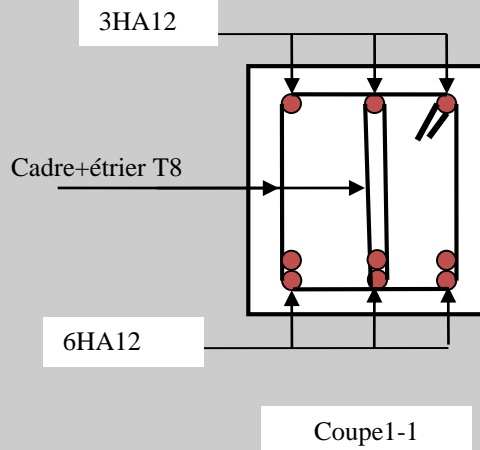


RDC

Poutre Principale (30*45)



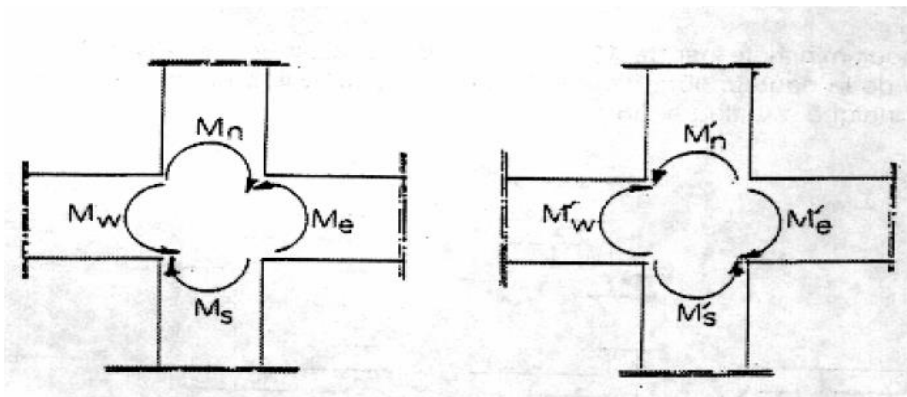
Poutre Secondaire (30*40)



❖ Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Article7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$



Cette vérification est facultative pour les derniers niveaux des bâtiments supérieurs.

- Détermination du moment résistant

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armatures dans la section résistante.

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

- a) Les poteaux

Tableau 5.16 Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As/face (cm ²)	M _R (KNm)
RDC et 1 ^{er} étages	70× 70	63	24.54	538.02
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	65× 65	58.5	12.31	250.61
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	60× 60	54	10.05	188.86
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	55× 55	49.5	7.70	132.64
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	50× 50	45	7.70	120.58
10 ^{ème} étages	45× 45	40.5	6.16	86.82

- b) Les poutres

Tableau 5.17 Moment résistant dans les poutres

Niveau	Type de poutres	Z (cm)	As (cm ²)	M _R = M _w = M _e (KN.m)	1, 25(M _w + M _e) (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étages	Poutre principale	40.5	4.62	65.12	162.80
	Poutre secondaire	36.0	3.39	57.88	144.70
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	Poutre principale	40.5	4.62	65.12	162.80
	Poutre secondaire	36.0	3.39	57.88	144.70
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	Poutre principale	40.5	4.62	65.12	162.80
	Poutre secondaire	36.0	3.39	57.88	144.70
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	Poutre principale	40.5	4.62	65.12	162.80
	Poutre secondaire	36.0	3.39	57.88	144.70
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	Poutre principale	40.5	4.62	65.12	162.80
	Poutre secondaire	36.0	3.39	57.88	144.70
10 ^{ème} étages	Poutre principale	40.5	4.62	65.12	162.80
	Poutre secondaire	36.0	3.39	57.88	144.70

Tableau 5.18 Vérification des zones nodales

Niveau	M _n	M _s	M _n + M _s (KN.m)	1, 25(M _w + M _e) (KN.m)	Vérification
RDC	538.02	538.02	1076.04	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage1	538.02	538.02	1076.04	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée

Etage2	250.61	250.61	501.22	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage3	250.61	250.61	501.22	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage4	188.86	188.86	377.72	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage5	188.86	188.86	377.72	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage6	132.64	132.64	265.28	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage7	132.64	132.64	265.28	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage8	120.58	120.58	241.16	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage9	120.58	120.58	241.16	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée
Etage10	86.82	86.82	173.64	162.80	Vérifiée
				144.70	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.4. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la 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,

Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

➤ Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales :

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = \begin{cases} 0,15\%b \times h & \dots \dots \dots \text{ dans la section globale de voile.} \\ 0,10\%b \times h & \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.} \end{cases}$$

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

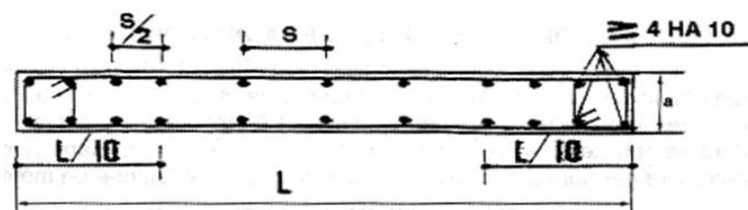


Figure 5.5 Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ **calcul du ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.
Prenons l'exemple de calcul du voile V5 de RDC

• **Armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

Exemple de calcul

$$L = 2.00 \text{ m}, \quad d = 1.95 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$N = 3090.39 \text{ KN}, M = 352.44 \text{ KN.m (sous la combinaison } G + Q - Ex)$$

$$\left. \begin{aligned} e_G &= \frac{M}{N} = \frac{352.44}{3090.39} = 0.114 \text{ m} \\ \frac{L}{2} &= \frac{2.00}{2} = 1.00 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_G < \frac{L}{2} \rightarrow \text{Section entièrement tendue}$$

Solution avec des armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{N}{2f_e \gamma_s}; A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \right] \text{ Avec } B : \text{ c'est la section de voile c'est } \mathbf{e \times l m.}$$

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{3090.39}{2 \times 400/1}; A_{min} = \frac{20 \times 100 \times 2,1}{400} \right]$$

$$A_1 = A_2 \geq [38.63 \text{ cm}^2; A_{min} = 10,50 \text{ cm}^2] \rightarrow A_1 = A_2 \geq 38.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\% \times (e \times L) = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times e \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_v = 13HA20 = 40.84 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 464.80}{0.2 \times 1.95} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte alors : } A_h = 18HA8 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Pour les autres voiles d'étage Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux Ci-dessous avec :

$$A_v^{min} / \text{voile} = 0.15\% \times b \times L_t : \text{Section d'armatures minimales dans le voile complet.}$$

$A_v^{calculé}/face$: Section d'armatures calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adopté}/face$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{bre}/face$: Nombre de barre adoptée par face.

A_h^{min} : Section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{min} = 0.15\% \times b \times t$.

$A_h^{adopté}/face$: Section d'armatures adoptée par un mètre linéaire.

Tableau 5.19 Ferrailage des voiles pleins V1

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2*1.3 5	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35	0.15*1. 35
M(KN.m)	3005.8 08	3557.6 8	3881.0 54	3216.7 3	3175.5 79	3175.5 79	2424.0 19	2388.4 5	1690.0 13	1108.1 8	329.14 7
N(KN)	791.18 5	415.08 9	405.57	374.50	509.99 7	509.99 7	439.02 8	397.69	264.43 5	180.68	105.41 5
V(KN)	314.16 3	182.37	185.32 8	146.41	152.45 8	152.45 8	112.17 6	118.41 5	74.043	30.798	24.384
Combinaison	G+Q- E _x	0.8G+ E _x	0.8G+ E _x	0.8G+ E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_U MPa	1.81	1.4	1.423	1.125	1.166	1.166	0.858	0.909	0.566	0.237	0.187
$\bar{\tau}_U$ MPa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Av cal/face (cm²)	19.25	19.02	18.23	16.73	14.44	14.44	12.11	11.57	7.95	5.38	3.35
Av min/face (cm²)	4.05	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04	3.04
Av adop/face cm²	22.12	22.12	22.12	16.93	16.93	16.93	12.44	12.44	8.64	8.64	8.64
N^{barre}/face	11HA1 6	11HA1 6	6HA16	11HA1 4	11HA1 4	11HA1 4	11HA1 2	11HA1 2	11HA1 0	11HA1 0	11HA1 0
S_t cm	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Ahcal/face/ml(cm²)	2.26	1.81	1.34	1.22	1.097	1.097	0.81	0.68	0.53	0.42	0.18
Ahmin face/mlcm²	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face cm²	9.05	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{barPre}/face	18HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.20 Ferrailage des voiles pleins V2

Niveau	RDC	1er étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2*1.5	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.	0.15*1.
M(KN.m)	7125.7	5583.6	4600.2	4228.5	3621.6	2595.4	2236.7	2696.3	2788.2	2018.	1172.3
N(KN)	2293.1	1825.9	1215.6	1580.1	1474.6	895.36	1169.2	957.06	781.09	553.49	369.29
V(KN)	656.08	397.63	384.24	348.04	315.55	306.53	264.42	230.31	209.23	132.49	82.506
combinais on	G+Q- E _Y	G+Q+ E _Y	0.8G+ E _Y	G+Q- E _Y	G+Q- E _Y	0.8G+ E _X	G+Q- E _Y	G+Q- E _X	G+Q- E _X	G+Q- E _X	0.8G+ E _X
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_U MPa	3.402	2.749	2.656	2.406	2.181	2.119	1.828	1.592	1.446	0.916	0.570
τ_U MPa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm²)	29.26	26.75	23.62	19.69	17.58	16.09	15.645	13.375	12.83	11.45	5.15
Av min/face (cm²)	4.5	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38	3.38
Av adop/face cm²	37.70	37.70	24.13	24.13	18.47	18.47	18.47	13.57	13.57	13.57	9.42
N^{barre}/face	12HA2	12HA2	12HA1	12HA1	12HA1	12HA1	12HA1	12HA1	12HA1	12HA1	12HA1
S_t cm	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Ahcal/face /ml(cm²)	4.25	2.56	2.44	2.26	2.04	1.88	1.59	1.083	1.19	0.68	0.56
Ahmin face/mlcm²	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face cm²	9.05	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{barPre}/face	18HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.21 Ferrailage des voiles pleins V3

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4	0.15*1.4
M(KN.m)	2220.949	3627.28	4339.397	3676.38	3838.594	3025.98	3159.25	2459.51	2500.24	1751.18	540.844
N(KN)	720.731	593.43	569.822	521.41	485.902	427.97	379.607	312.29	250.183	177.66	111.757
V(KN)	333.963	187.963	183.85	156.363	146.69	124.488	114.5	80.41	79.361	35.13	22.011
Combinaison	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	G+Q+E _x	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x	G+Q- E _x
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_U MPa	1.855	1.392	1.361	1.158	1.087	0.922	0.848	0.596	0.588	0.260	0.163
τ_U MPa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm²)	20.45	19.01	18.48	17.42	16.80	15.38	14.48	12.28	11.27	8.69	4.26
Av min/face (cm²)	4.2	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
Av adop/face cm²	20.11	20.11	20.11	20.11	20.11	15.39	15.39	15.39	11.31	11.31	7.85
N^{barre}/face	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16	10HA16
	6	6	6	6	6	4	4	4	2	2	0
S_t cm	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
Ahcal/face /ml(cm²)	2.31	1.32	1.30	1.022	1.09	0.96	0.80	0.69	0.50	0.2	0.17
Ahmin face/mlcm²	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face cm²	9.05	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{barPre}/face e	18HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.22 Ferrailage des voiles pleins V4

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage
Section (m²)	0.2*2.5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5	0.15*2. 5
M(KN.m)	18639. 04	12676. 28	9927.8 6	7818.5 8	6137.3 28	4230.4 4	1664.8 72	1515.2 6	1212.0 14	955.01	454.41 5
N(KN)	2690.7 03	2288.6 4	2137.2 3	1943.3 9	1718.7 1	1566.8 5	1109.6 5	810.78	866.25 8	434.25	308.27 8
V(KN)	1429.6 31	840.17	744.72 7	556.22	573.57 2	400.15	254.23	257.66 5	227.43	143.99	126.42 2
Combinaison	G+Q+ E _x	G+Q- E _x	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	G+Q+ E _y	G+Q+ E _x	G+Q+ E _x	0.8G+ E _x	G+Q- E _x	0.8G+ E _x	G+Q+ E _y
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ_U MPa	4.447	3.485	3.085	2.307	2.376	1.659	0.942	1.074	0.943	0.596	0.524
$\bar{\tau}_U$ MPa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Av cal /face (cm²)	48.01	36.84	28.59	21.67	18.95	16.28	14.78	11.73	10.38	9.50	8.43
Av min/face (cm²)	7.5	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6
Av adop/face cm²	50.27	50.27	32.17	24.63	21.37	21.37	18.10	12.57	12.57	12.57	12.57
N^{barre}/face	16HA2 0	16HA2 0	16HA1 6	16HA1 4	16HA1 4	16HA1 4	16HA1 2	16HA1 0	16HA1 0	16HA1 0	16HA1 0
S_t cm	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Ahcal/face/ml(c m²)	6.52	3.8	3.6	3.05	2.8	1.56	1.36	0.89	0.56	0.48	0.30
Ahmin face/mlc m²	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face cm²	9.05	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{barPre}/face	18HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau 5.23 Ferrailage des voiles pleins V5

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage	
Section (m²)	0.2*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	0.15*2	
M(KN.m)	352.44	346.85	237.14	132.88	119.97	88.501	117.02	95.97	80.68	17.432	8.669	
		8		46			7					
N(KN)	3090.3	2953.1	2600.7	2373.0	2184.9	1951.5	1598.4	1426.2	1124.8	970.26	512.83	
	9	5	2	4	9	87	6	12	4	1	7	
V(KN)	464.80	194.45	191.16	156.40	137.58	118.32	106.70	93.343	73.957	46.441	40.704	
		4										
Combinaison	G+Q- E _x	G+Q+ E _y	G+Q+ E _x	G+Q+ E _y	G+Q+ E _y	G+Q+ E _y	G+Q+ E _y	G+Q+ E _y	G+Q+ E _y	G+Q+ E _y	ELU	ELU
Section	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET	SET
τ_U MPa	1.807	1.008	0.991	0.810	0.713	0.613	0.553	0.484	0.383	0.241	0.211	
$\bar{\tau}_U$ MPa	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
Av cal /face (cm²)	40.84	36.91	32.51	29.66	27.31	24.39	19.98	17.83	14.06	13.94	7.37	
Av min/face (cm²)	6.00	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	
Av adop/face cm²	40.84	40.84	40.84	40.84	26.14	26.14	20.01	20.01	14.7	14.7	10.21	
N^{barre}/face	13HA2	13HA2	13HA2	13HA2	13HA1	13HA1	13HA1	13HA1	13HA1	13HA1	13HA1	
	0	0	0	0	6	6	4	4	2	2	0	
S_t cm	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	
Ahcal/face /ml(cm²)	2.08	1.05	0.95	0.945	0.67	0.45	0.36	0.35	0.29	0.225	0.20	
Ahmin face/mlcm²	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	
Ah adop/face cm²	9.05	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	6.53	
N^{barPre}/fac	18HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8	
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	

On voit bien à travers ce tableau que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

❖ Exemple de schéma de ferrailage de V3 :

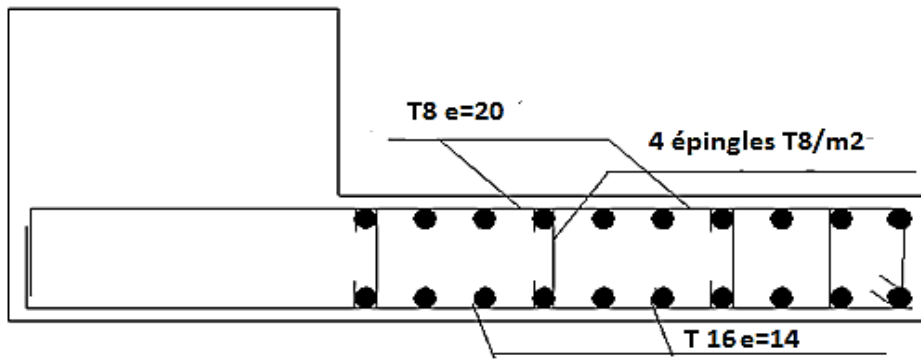


Figure 5.6 Schéma de ferrailage de V3

Chapitre 06 Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.2. Choix de types des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol et de la mise en œuvre.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.1 bar à une profondeur de 2.8 m.

D'après le RPA99/2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G+Q+E$
- ✓ $0.8G+E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 et CBA

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$

6.3. Etude des fondations

6.3.1. Vérification de la semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000, calculée selon les combinaisons suivantes : $0.8 \times G \pm E$; $G+Q \pm E$; $1.35G+1.5Q$; $G+Q$.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

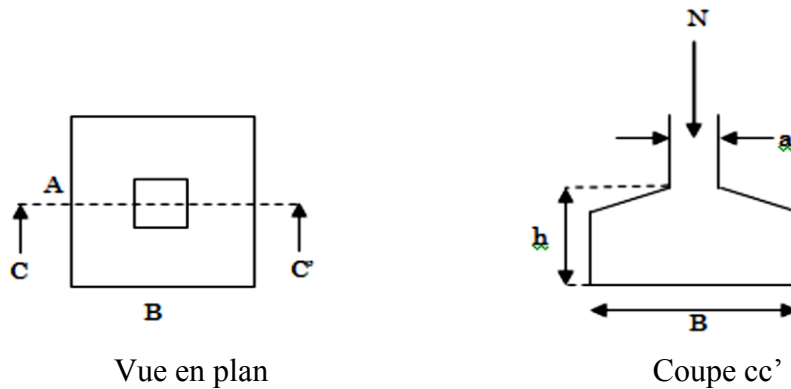


Figure 6.1 Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$N=1496.053$ KN sous la combinaison G+Q; $\bar{\sigma}_{sol} = 1.1$ bar

$$\rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow B = \sqrt{N/\bar{\sigma}_{sol}} = 3.69 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les semelles.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.3.2. Vérification de la semelle filante

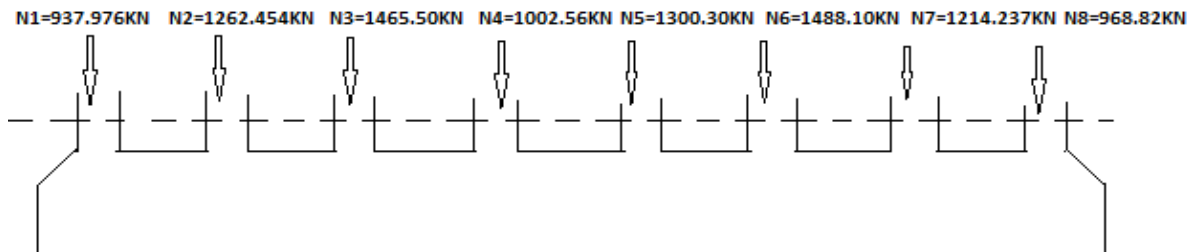


Figure 6.2 Semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique principale formé de 8 poteaux.

Avec : N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ». sous la combinaison G+Q.

$$\sum N_i = 9689.952 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \rightarrow B \geq \frac{9689.952}{110 \times 24} = 3.67 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

D'après ses résultats et le rapport de sol en passe directement à un radier général.

6.3.3. Radier générale nerverie

Le choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures.

6.3.3.1. Pré dimensionnement

On a : $N_s = 66774.872$ KN. Sous la combinaison G+Q.

- **La condition de coffrage**

✓ Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$, soit : $h_t = 50 \text{ cm}$.

✓ La dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$, soit : $h_r = 30 \text{ cm}$.

Avec : $L_{max} = 4.2 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

La hauteur de la nervure : $h_t = 50 \text{ cm}$.

La hauteur du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$.

- **La condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{4 \times E \times I / K \times b} \dots \dots \dots (a)$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{48 \times L_{max}^4 \times K / \pi^4 \times E} \rightarrow h \geq 0.64 \text{ m} \dots \dots \dots (b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.

✓ La hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$.

- **Surface du radier**

$$\frac{N'}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{radier} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec $N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$

$$P_{radier} = 25 \times 0.3 \times 531.01 = 3982.575 \text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times 0.5 \times 217.14 = 2714.25 \text{ KN}$$

$$N' = 66774.372 + 3982.575 + 2714.25 = 73471.197 \text{ KN} ; S_{bat} = 531.01 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} \geq \frac{73471.197}{110} = 667.91 \text{ m}^2.$$

Une fondation de type radier s'impose, donc on va adopter un radier avec une surface totale:

$$S_{radier} = S_{bat} + 1.5 \times L_{perimetre} ; \text{ On adopte un débord de } 1.5 \text{ m}.$$

$$S_{radier} = 708.16 \text{ m}^2.$$

Les vérifications nécessaires

- Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \times H \times S \times \gamma, \text{ Avec :}$$

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2.8 m

S : surface totale du radier = 708.16 m²

γ: Poids volumique de l'eau = 10kN/m³

$$P = 1.5 \times 2.8 \times 708.16 \times 10 = 2974.72 \text{ KN} < N' = 73471.197 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification du poinçonnement

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ Avec :}$$

N_u: L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

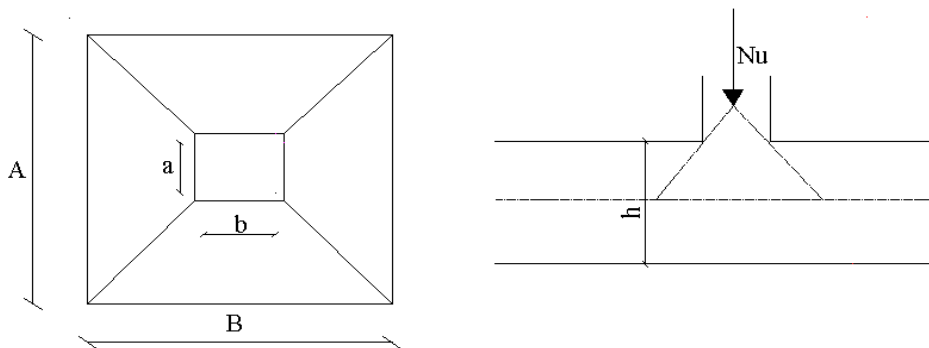


Figure 6.3 Présentation de la zone d'impact de la charge concentré

$$\mu_c = 2 \times (A + B) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1.416 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 5.2 \times 0.3 \times \frac{25}{1} = 17.55 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans le sol :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}.$$

on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 24222.481 \text{ m}^4, X_G = 12.35 \text{ m},$$

$$I_y = 23991.651 \text{ m}^4, Y_G = 13.75 \text{ m},$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_{y,x} : Moment sismique à la base

$M_x=12779.9561$ KN m (Sous la combinaison G+Q).

$M_x=6868.5433$ KN m. (Sous la combinaison G+Q).

➤ sens xx : $\sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times y_g}{I_x}$.

$$\sigma_1 = \frac{73.472}{708.16} + \frac{12.78 \times 13.75}{24222.481} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{73.472}{708.16} - \frac{12.78 \times 13.75}{24222.481} = 0.096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.11 + 0.096}{4} = 0.106 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.11 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens x-x est vérifiée

➤ sens y-y:

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_g}{I_y}$$
 .

$$\sigma_y = \frac{73.472}{708.16} + \frac{6.869 \times 12.35}{23991.65} = 0.107 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_y = \frac{73.472}{708.16} - \frac{6.869 \times 12.35}{23991.65} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.107 + 0.10}{4} = 0.105 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.11 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte dans le sens y-y est vérifiée.

▪ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) [1], on doit vérifier que l'excentrement de la résultantes des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centre de la base des éléments de fondation résistent au renversement.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$
 .

$$\text{sens xx: } e = \frac{12.779}{73.472} = 0.17 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{27.3}{4} = 6.825 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\text{sens yy: } e = \frac{6.869}{73.472} = 0.093 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

▪ Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b=1$ m et $d=0.9hr=0.9 \times 0.3=0.27$ m

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{91438.088 \times 4.2}{2 \times 708.16} = 271.15 \text{ KN};$$

$$\tau = 1.004 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

6.3.3.2. Ferrailage du radier générale

Le radier se calcule comme une dalle pleine renversée, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, soulagé du poids propre du radier et des nervures (G_{min}).

a. Calcul des sollicitations

❖ A l'ELU :

$$N_u = 91438.088 \text{ KN}$$

$$S_{rad} = 708.16 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{91438.088}{708.16} = 129.12 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.9 \text{ m}; L_y = 4.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 84.06 \text{ KNm}; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 71.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 63.05 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 53.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = -0.5M_{0x} = -42.03 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} = -42.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$

Condition de non fragilité :

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008; e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\text{En travée} \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 2.49 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui} : A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.1 Sections de ferrailage

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbar
Travée	x-x	58.43	0.061	0.079	0.262	6.91	2.49	8.04	4HA16
	y-y	49.37	0.052	0.067	0.263	5.58	2.4	8.04	4HA16
Appui		38.95	0.041	0.062	0.263	4.59	3.26	6.16	4HA14

c. Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Sens x-x

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{129.12 \times 4.2}{2} = 271.152 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 1.004 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa.}$$

➤ Sens y-y

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 185.09 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.686 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

❖ A l'ELS

$$N_s = 66774.872 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{66774.872}{708.16} = 94.29 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 3.9 \text{ m} ; L_y = 4.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.93 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.93 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 61.38 \text{ KNm}; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 51.87 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} = 46.04 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} = 38.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = -0.5M_{0x} = -30.69 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5M_{0y} = -30.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau 6.2 Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	46.04	0.094	6.504	0.665	15	18.688	201.63	Vérifier
	y-y	38.90	0.094	6.504	0.562	15	15.789	201.63	Vérifier
Appui		30.69	0.069	3.895	0.543	15	23.756	201.63	Vérifier

• Schéma de ferrailage du radier

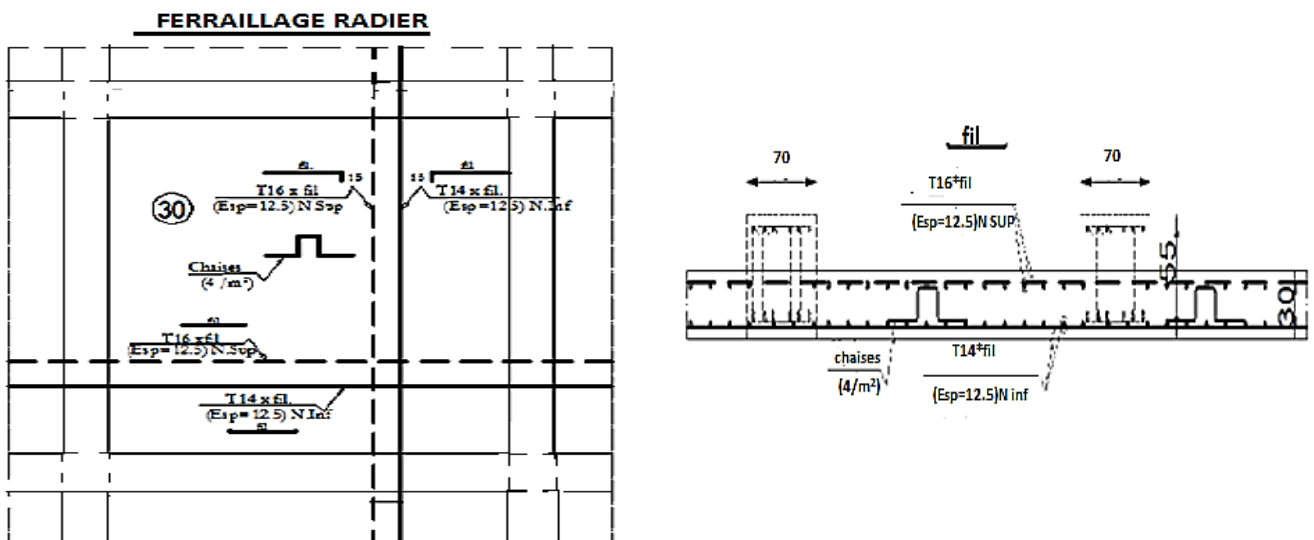


Figure 6.4 Schéma de ferrailage de radier

➤ **Ferraillage du débord**

Le débord est assimilé à une dalle sur trois appuis de 1.5 m de largeur

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.36 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 129.12 \times \frac{1.5^2}{2} = 145.26 \text{ KN.m}$$

$$A = 6.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA16/ml} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 129.12 \times 1.5 = 193.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{193.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.65} = 0.298 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

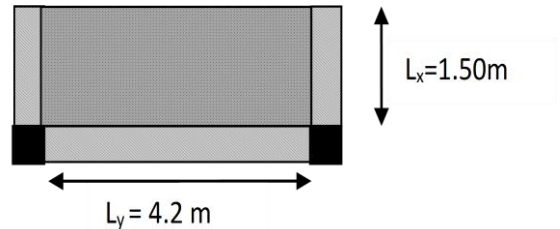


Figure 6.5 Répartition des contraintes sur le débord

➤ **Les nervures**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

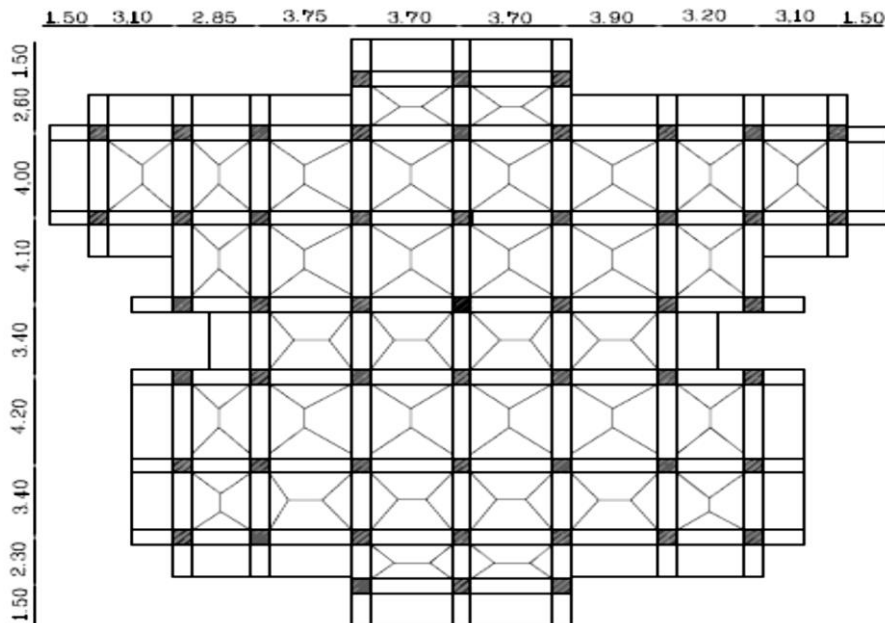


Figure 6.6 Schéma des lignes de ruptures

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

-Pm : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réel.

-Pv : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réel.

Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right]; \text{ avec: } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

• **Calcul des sollicitations**

Moments aux appuis

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \dots\dots\dots \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 \dots\dots\dots \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec: $l' = \begin{cases} l \dots\dots\dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$; et $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$.

Moment en travée

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

Avec : $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$; $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$.

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Sens X-X :

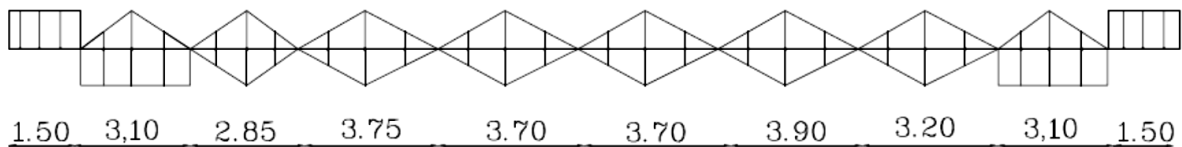


Figure 6.7 Schéma statique de la nervure dans le sens X-X

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 6.3 Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELU

Travée	l _k (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A - B	1.5	1.2	834.36	35.19	452.95	1.08	341.39
B - C	3.1	2.48	834.36	452.95	558.96	1.59	1508.93
C - D	2.85	2.28	834.36	558.96	722.30	1.49	1489.73
D - E	3.75	3	834.36	722.30	871.82	1.92	2264.66
E - F	3.7	2.96	834.36	871.82	860.04	1.84	2293.72
F - G	3.7	2.96	834.36	860.04	898.15	1.86	2306.95
G - H	3.9	3.12	834.36	898.15	814.81	1.92	2443.07
H - I	3.2	2.56	834.36	814.81	580.64	1.51	1768.91
I - J	3.1	2.48	834.36	580.64	383.06	1.47	1486.55
J - K	1.5	1.2	834.36	383.06	35.19	0.47	476.02

Tableau 6.4 Sollicitations de la nervure dans le sens X-X à l'ELS

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A - B	1.5	1.2	610.30	25.74	331.31	1.08	434.98
B - C	3.1	2.48	610.30	331.31	408.86	1.59	1103.72
C - D	2.85	2.28	610.30	408.86	528.33	1.49	1089.67
D - E	3.75	3	610.30	528.33	637.70	1.92	1656.50
E - F	3.7	2.96	610.30	637.70	629.08	1.84	1677.76
F - G	3.7	2.96	610.30	629.08	664.93	1.86	1691.45
G - H	3.9	3.12	610.30	664.93	595.99	1.92	1791.05
H - I	3.2	2.56	610.30	595.99	424.71	1.51	1293.88
I - J	3.1	2.48	610.30	424.71	280.19	1.47	1087.35
J - K	1.5	1.2	610.30	280.19	25.74	0.47	348.19

Sens Y-Y :

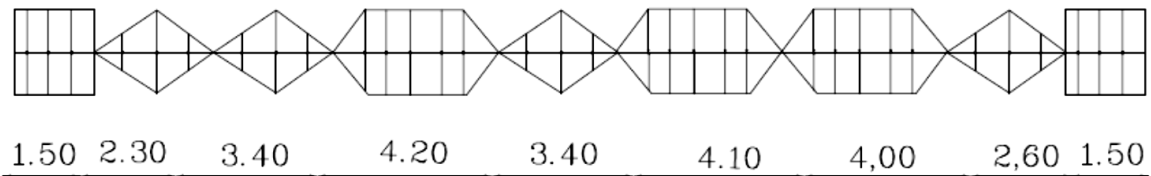


Figure 6.8 Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 6.5 Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELU

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A - B	1.50	1.20	873.43	36.81	268.98	0.93	412.25
B - C	2.30	1.84	873.43	268.98	593.85	1.31	1020.39
C - D	3.40	2.72	873.43	593.85	981.20	1.83	2057.06
D - E	4.20	3.36	873.43	981.20	981.20	2.1	2907.11
E - F	3.40	2.72	873.43	981.20	948.97	1.71	2227.05
F - G	4.10	3.28	873.43	948.97	1079.19	2.09	2849.93
G - H	4.00	3.20	873.43	1079.19	812.24	1.92	2695.40
H - I	2.60	2.80	873.43	812.24	336.05	1.09	1331.74
I - J	1.50	1.20	873.43	336.05	36.81	0.52	454.86

Tableau 6.6 Sollicitations de la nervure dans le sens Y-Y à l'ELS

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A - B	1.50	1.20	637.83	26.91	196.42	0.93	301.06
B - C	2.30	1.84	637.83	196.42	433.66	1.31	745.14
C - D	3.40	2.72	637.83	433.66	716.53	1.83	1502.19
D - E	4.20	3.36	637.83	716.53	716.53	2.1	2122.95
E - F	3.40	2.72	637.83	716.53	949.75	1.71	1755.46
F - G	4.10	3.28	637.83	949.75	788.09	2.09	2207.07
G - H	4.00	3.20	637.83	788.09	593.59	1.92	1968.35
H-I	2.60	2.80	637.83	593.59	245.41	1.09	972.52
I-J	1.50	1.20	637.83	245.41	26.91	0.52	332.18

Ferraillage des nervures :

Le ferraillage se fera pour une section en Té en flexion simple.

h = 0.70 m

h₀ = 0,30 m

b₀ = 0,70 m

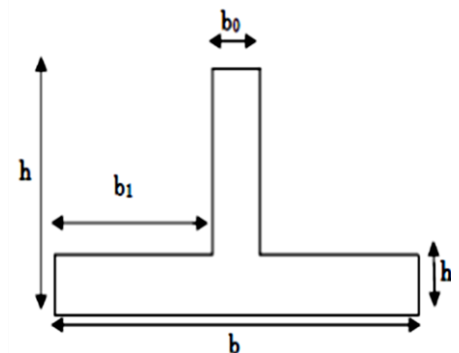
d = 0.65 m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.2}{10}; \frac{3.90}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 \leq \min(0,42 \text{ m}; 1,95 \text{ m})$$

Soit b₁ = 0,40 m

Donc : b = b₁ × 2 + b₀ = 1.50 m



Les résultats du ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau 6.7 Sections de ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	2443.07	109.16	12.35	10HA40=125.66
	appui	898.15	38.52	12.35	10HA25=49.09
y-y	Travée	2907.11	123.16	12.35	10HA40=125.66
	appui	981.20	44.75	12.35	10HA25=49.09

a) Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci- dessous

Tableau 6.8 Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	observation
Sens x-x	1605.52	1.59	2.5	vérifiée
Sens y-y	1879.08	1.87	2.5	vérifiée

b) Vérification à l'ELS

Tableau.6.9 Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	1791.05	0.29	0.04	6.35	15	198.54	201.63
	appui	664.93	0.10	0.02	1.62	15	175.45	201.63
y-y	Travée	2207.07	0.31	0.05	10.10	15	199.69	201.63
	appui	949.75	0.25	0.03	4.788	15	186.75	201.63

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ donc c'est vérifiée.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = 20 \text{ mm. soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

Espacement des aciers transversaux

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle).

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm.} \dots \dots \dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 78.6 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 14.05 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

De (1), (2) et (3) on choisit : $S_t = 10 \text{ cm.}$

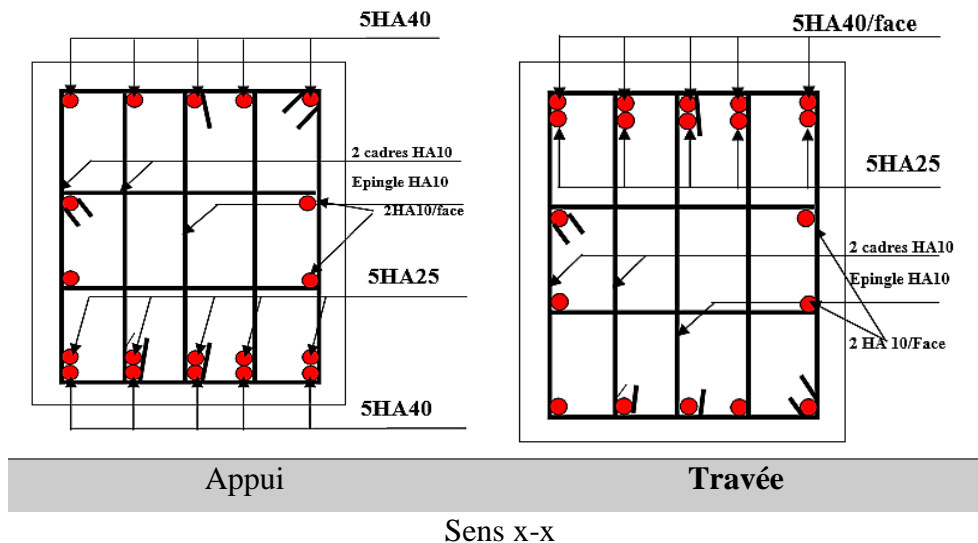
➤ **Armature de peau**

Comme les nervures sont des sections de grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaire.

Elles sont disposées le long des parements verticaux de l'ordre 1cm² /ml

Pour h= 70 cm on prendra $A_{\text{peau}} = 4 \text{ HA10/ml}$

c) Schéma de ferrailage



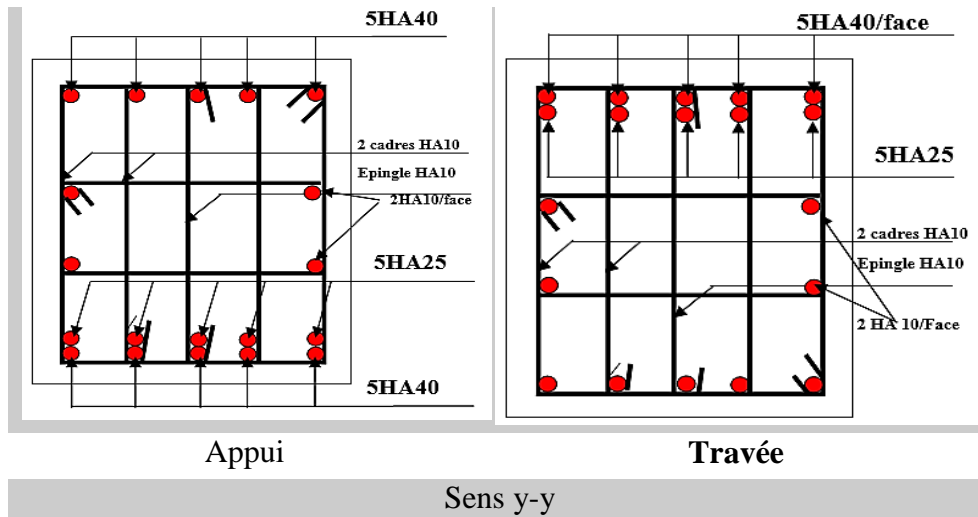


Figure 6.9 Schéma de ferrailage de la nervure

6.4. Etude de voile périphérique

Selon le RPA 99 version 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ✓ Épaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- ✓ 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 ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

- Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=2.8\text{ m}$

La longueur $L=4.20\text{m}$

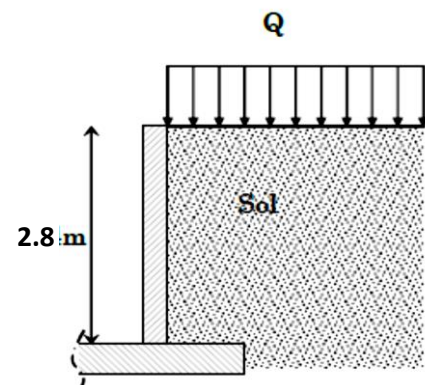
L'épaisseur $e=15\text{ cm}$

- Caractéristique de sol :

Poids spécifique $\gamma_h=20\text{ KN/m}^3$

Ongle de frottement $\phi = 19^\circ = 0.3325\text{ rad}$

Cohésion $c=0.18\text{ KN/m}^2$



Remarque : Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

6.4.1. Evaluation de charge et surcharge

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 28.49\text{ KN/m}$$

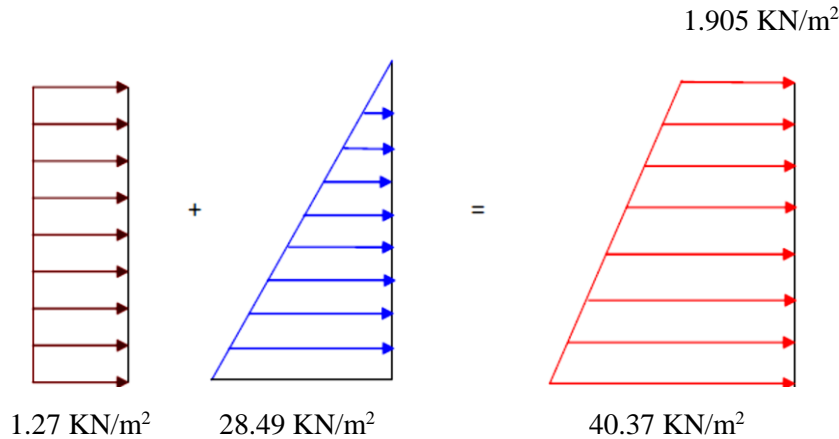
- **Surcharges accidentelle** : $q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \rightarrow Q = 1.27 \text{ KN/m}$$

6.4.2. Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **A L'ELU**



Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.8 \text{ m} ; L_y = 4.2 \text{ m}, E_p = 0.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.67 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 40.37 + 1.905}{4} = 30.75 \text{ KPa.}$$

$$q_u = \sigma_{ref} \times 1 \text{ ml} = 30.75 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0.67 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0723 \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 17.43 \text{ KNm}; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.79 \text{ KNm}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 14.82 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 5.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 8.72 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_{0y} = 8.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$ condition exigée par le RPA.

Tableau 6.10 Sections de ferrailage

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbar	S _t (cm)
Travée	x-x	14.82	0.061	0.079	0.126	3.38	1.57	4.71	6HA10	15
	y-y	5.77	0.024	0.030	0.128	1.29	1.57	2.01	4HA8	20
Appui		8.72	0.036	0.046	0.128	1.96	1.57	2.01	4HA8	15

- Condition de non-fragilité

$$F_{e400} \rightarrow \rho_0 = 0.0008 ; e \geq 12\text{cm}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 0.15 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 1.39\text{cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\tau = \frac{49.84 \times 4.2}{2} = 104.66\text{KN} = 0.104\text{MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ **A L'ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 1.27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; \sigma_{max} = G + Q = 29.76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2};$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 29.76 + 1.27}{4} = 22.64 \text{KPa}; q_s = \sigma_{ref} \times 1\text{ml} = 22.64\text{KN/ml}.$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 10.91 \text{KN.m}; M_{ty} = 0.85M_{0y} = 4.34 \text{KN.m}; M_a = 0.5M_{0x} = 6.42 \text{KN.m}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Tableau 6.11 Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	10.91	0.042	0.639	0.72	15	22.54	201.63	Vérifier
	y-y	4.34	0.041	0.468	0.38	15	12.38	201.63	Vérifier
Appui		6.42	0.041	0.468	0.56	15	18.31	201.63	Vérifier

6.4.3. Schéma de ferrailage

VP (E_p = 15cm)

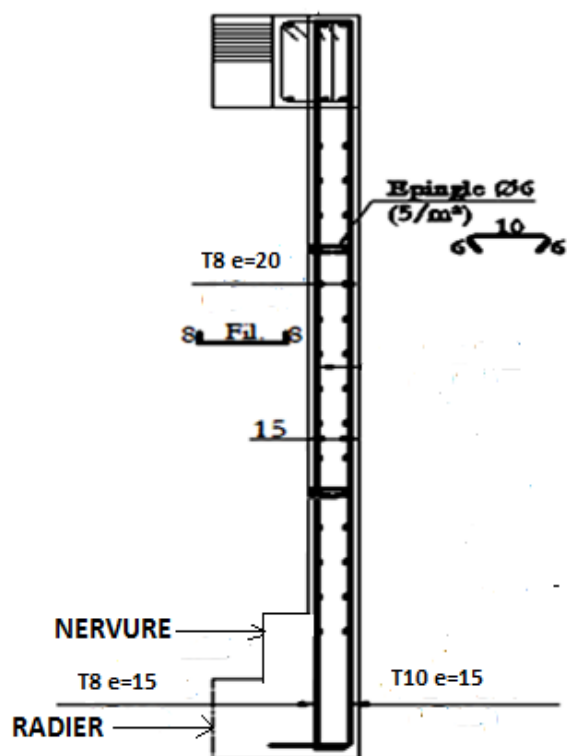


Figure 6.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ce projet constitue pour nous une première expérience, il nous a été très bénéfique et l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps.

L'utilisation du logiciel de modélisation et de calcul par élément finis est une étape très importante pour l'élaboration de ce travail, mais elle demande la connaissance de certaines notions de base de génie civil et surtout le bon sens d'analyse et de critique de l'ingénieur.

Bibliographie

- [1]. DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003) ; C.G.S ; Alger
- [2]. Jean-Pierre Mougine, BETON armé, BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris
- [3]. DTR-BC, 2.41; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [4]. DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989
- [5] M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996

Autres documents consultés :

- ✓ Cahier de cours de cursus.
- ✓ Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ SAP 2000/Version 15
- ✓ GeniCade2009.
- ✓ Auto cade 2014.
- ✓ EXPERT ROBOT2010.

Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

	u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	v/ly											
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110
		Tous les niveaux desservis	236	71	105	82	176	100	148	108	139	116	129	124		
		630	260	71	225	88	200	100	183	119	168	119	127	127	147	136
		1000	303	83	260	98	224	109	203	119	183	128	175	137	164	146
1,00	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	322	87	277	101	245	114	224	123	209	152	146	160	156	
		Tous les niveaux desservis	211	57	150	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88
		630	250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	156	101
		1000	320	75	282	85	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138
1,60	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	414	87	360	100	324	112	235	122	273	132	257	140	243	148
		Tous les niveaux desservis	440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155
		630	463	95	404	109	351	122	331	133	306	144				
		1000	445	82	338	87	330	92	324	87	319	101	313	106		

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110
		Tous les niveaux desservis	236	71	105	82	176	100	148	108	139	116	129	124		
		630	260	71	225	88	200	100	183	119	168	119	127	127	147	136
		1000	303	83	260	98	224	109	203	119	183	128	175	137	164	146
1,00	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	322	87	277	101	245	114	224	123	209	152	146	160	156	
		Tous les niveaux desservis	211	57	150	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88
		630	250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	156	101
		1000	320	75	282	85	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138
1,60	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	414	87	360	100	324	112	235	122	273	132	257	140	243	148
		Tous les niveaux desservis	440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155
		630	463	95	404	109	351	122	331	133	306	144				
		1000	445	82	338	87	330	92	324	87	319	101	313	106		

ASCENSEURS		DEFINITION DE LA CHARGE, DE LA VITESSE ET DU NOMBRE D'ASCENSEURS														
vitesse (m/s)	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Nombre total de niveaux desservis y compris hall de départ et parkings														
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				
0,63	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	188	64	164	73	143	81	136	88	126	95	117	103	109	110
		Tous les niveaux desservis	236	71	105	82	176	100	148	108	139	116	129	124		
		630	260	71	225	88	200	100	183	119	168	119	127	127	147	136
		1000	303	83	260	98	224	109	203	119	183	128	175	137	164	146
1,00	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	322	87	277	101	245	114	224	123	209	152	146	160	156	
		Tous les niveaux desservis	211	57	150	63	176	88	162	74	154	78	145	83	136	88
		630	250	64	222	72	205	78	190	84	178	90	167	96	156	101
		1000	320	75	282	85	235	102	209	117	224	125	212	132	203	138
1,60	Etablissement du programme d'ascenseurs (suite)	Charges nominales (kg)	414	87	360	100	324	112	235	122	273	132	257	140	243	148
		Tous les niveaux desservis	440	91	381	105	342	117	313	128	290	138	272	147	258	155
		630	463	95	404	109	351	122	331	133	306	144				
		1000	445	82	338	87	330	92	324	87	319	101	313	106		

Annexe 5

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'assiette de terrain devant accueillir une résidence d'habitation au niveau de la propriété de Mr MERSEL Hocine sise dans la ville de Tychy, caractérisée par une portance moyenne.

Le sous-sol est constitué essentiellement de limons argileux sablonneux peu compacts en surface, à des sables argileux marneux moyennement compacts à compacts en profondeur. Une couche superficielle constituée de sols peu compacts (remblais) d'environ 1^m.20 d'épaisseur, couvre quasiment tous le terrain.

Des investigations géotechniques sur site et au laboratoire ont révélé un sous-sol moyennement compact, constitué de gros sables avec de couches de faible épaisseur de sables fins.

De ce fait, nous suggérons :

- L'emploi de fondations superficielles (radier de préconisé).
- L'ancrage des fondations à une profondeur de -2^m.8, de la surface du soit trouvée à la date du 19.03.2013.
- Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est de 1.10 bars.
- Les caractéristiques mécaniques au niveau de la couche allant jusqu'à -8^m de profondeur :
Cohésion : C= 0.18 bar Angle de frottement interne $\phi = 19^\circ$.
- *Aucune présence d'eaux souterraines (nappe) n'est constatée dans le sous-sol (humidité uniquement).*

Par ailleurs, il est préconisé :

- ✓ La réalisation d'un lit en pierres sous le radier pour permettre la dissipation des sous pressions.
- ✓ La réalisation d'un système de drainage très rigoureux autours des voiles périphériques.
- ✓ Les parois ne seront pas stables après ouverture des fouilles. Il est conseillé de les conforter pendant les travaux.
- ✓ Ne pas entreprendre de travaux de terrassements en périodes de pluies.
- ✓ Mettre en place les bétons de propreté, juste après la fin des terrassements.
- ✓ Encourager la plantation d'arbres.

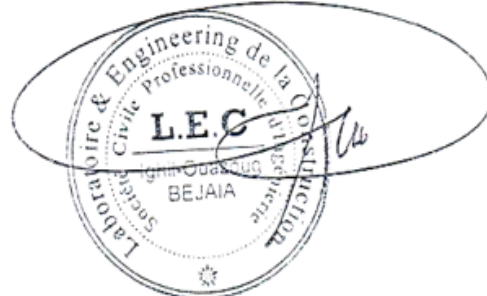
L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
DJEDJIG


SCP / LEC BEJAIA
Service Etude

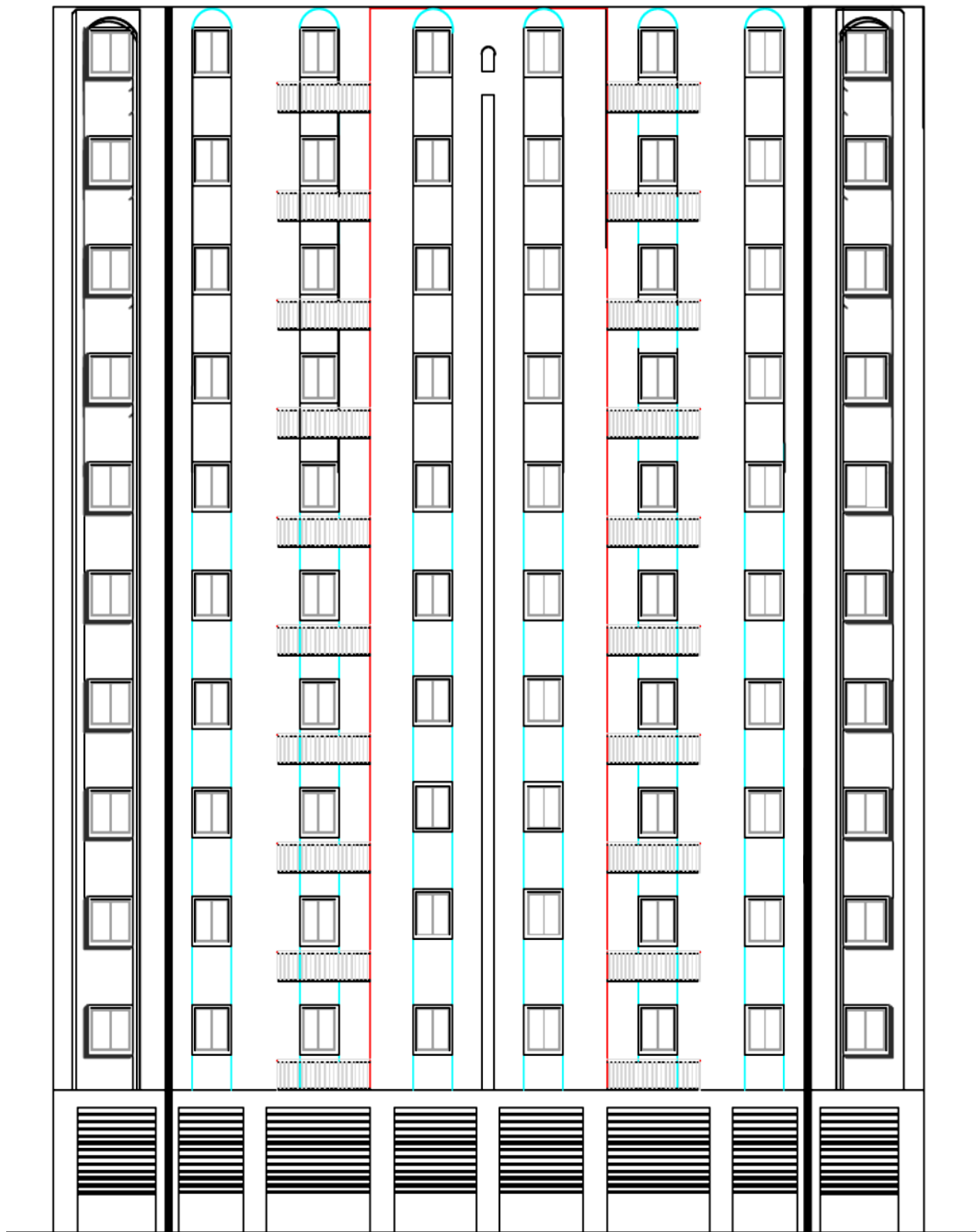
27 MARS 2013

LE GERANT

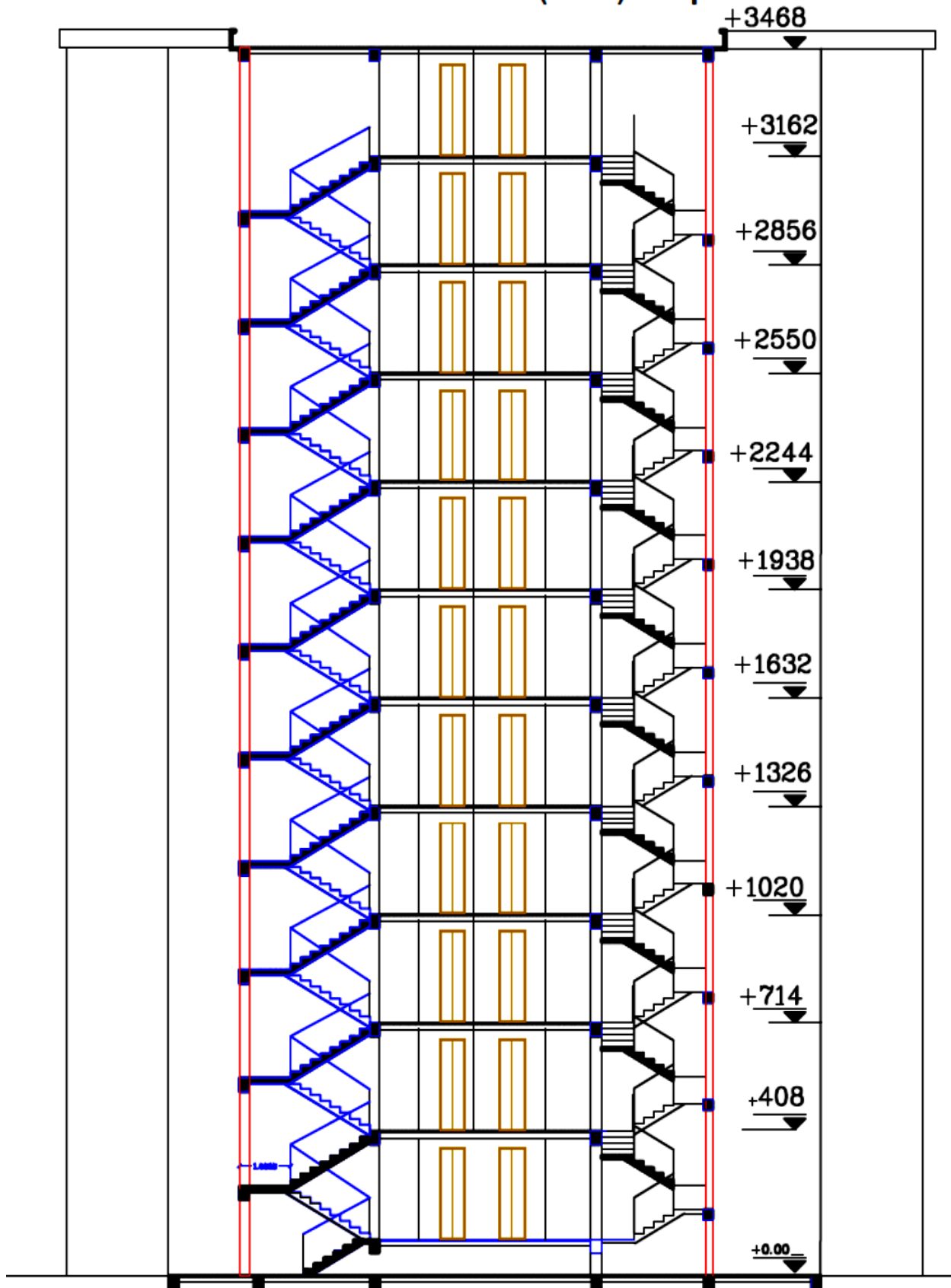


Les plans

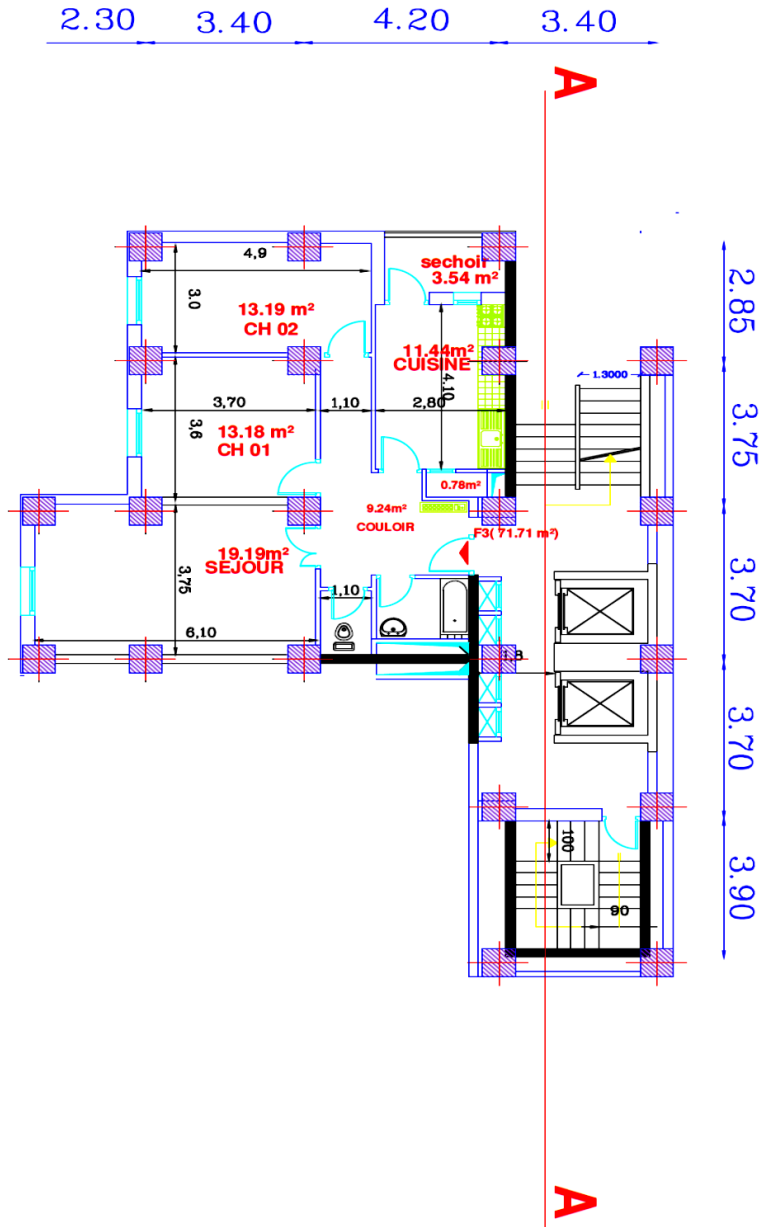
PLAN DE LOGEMENT (R+10) Façade principale



PLAN DE LOGEMENT (R+10) Coupe A-A

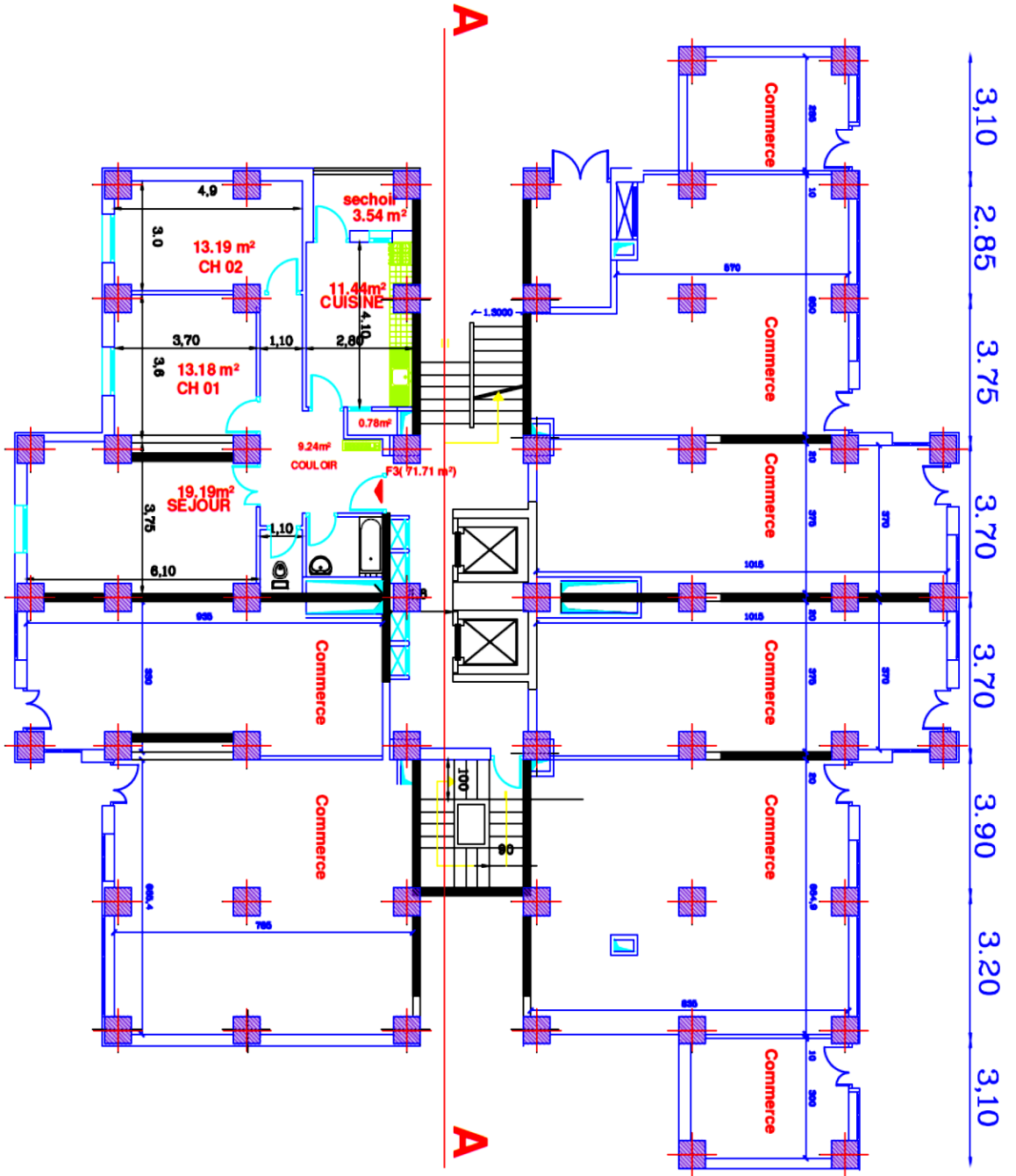


PLAN DE LOGEMENT (R+10) NIV.+1.02



2.30 3.40 4.20 3.40 4.10 4,00 2,60

PLAN DE LOGEMENT (R+10) NIV RDC



PLAN DE LOGEMENT (R+10) ETAGE COURANT

