



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

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

## Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé  
(R+10+sous-sol)

Présenté par :

Zahir KHALED

Lotfi ANDJOUH

Soutenu le ... .. devant le jury composé de :

Mr Nom	Prénom	Président
Mr BELHAMDI	Nourredine	Encadreur
Mr Nom	Prénom	Examineur

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.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur M<sup>r</sup> BELHAMDI qui nous a suivis et guider tout au long de ce travail.*

*Nous tenons également à remercier M<sup>r</sup> YOUSEF KHOUDJA et M<sup>r</sup> MANSEUR pour leur aide et leurs conseils.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes parents : à ma très chère mère qui a été toujours là à mes coté pour me soutenir, à mon père qui a tout fait pour que je manque de rien, et quelque soie ce que je fais ou ce que je dis je ne peux pas vous rendre ce que vous avez fait pour moi merci à vous, sans vous je serai rien, que dieu les gardent pour moi.*

*A mes très chers frères et sœurs : Riad ; Yahia ; fares ; Loubna.*

*A ma très chers Mimi.*

*A mes très chers cousins et cousines sans exception.*

*A tous mes amis : Ameer; Lwahab ; Sofiane, Bilal ; Mena ; Kamel ; Nadjeb ; Yassine et chaque personne que je connais.*

*A mon chère amie Zahir avec lequel j'ai passé un bon moment tout au long de ce travail je te souhaite tout le bonheur du monde.*

*Lotfi.*

*Je dédie ce travail à :*

*A mes parents : à ma très chère mère qui a été toujours là à mes coté pour me soutenir, à mon père qui a tout fait pour que je manque de rien, et quelque soie ce que je fais ou ce que je dis je ne peux pas vous rendre ce que vous avez fait pour moi merci à vous, sans vous je serai rien, que dieu les gardent pour moi.*

*A mes très chers frères et sœurs.*

*A ma très cher coucou*

*A mes très chers cousins.*

*A tous mes amis : Adel ; RAFIK ; Sofiane, Bilal ; Mena ; FAWZI ; BASSEM ; Yahia ; kahin ; Ameer ; et chaque personne que je connais et que j'aime.*

*A mon chère amie Lotfi avec lequel j'ai passé un bon moment tout au long de ce travail ; je le souhaite tout le bonheur du monde.*

*Zahir.*

# Table des matières

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....</b>	<b>2</b>
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
1.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE .....	2
1.3. DONNEES GEOTECHNIQUES DU SITE .....	2
1.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURELS.....	3
1.4.1. Ossature est système de contreventement .....	3
1.4.2. Les plancher .....	3
1.4.3. La maçonnerie .....	3
1.4.4. L'acrotère.....	4
1.5. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES.....	4
1.6. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	4
1.6.1. Bétons.....	4
1.6.2. Acier.....	6
1.7. ACTIONS .....	7
1.7.1. Actions permanentes(G) .....	7
1.7.2. Actions variables (Q <sub>i</sub> ) .....	7
1.7.3. Actions accidentelles(FA).....	7
1.8. COMBINAISONS D'ACTIONS.....	7
1.8.1. Combinaisons d actions a l'ELU .....	8
1.8.2. Combinaisons d'actions à L'ELS .....	9
<b>CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....</b>	<b>10</b>
2.1. INTRODUCTION.....	10
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	10
2.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaire .....	10
2.1.1.1. Plancher .....	10
2.1.1.2. Les poutrelles .....	14
2.1.1.3. Les escaliers.....	15
2.1.1.4. Dalle pleine.....	17
2.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	19
2.2.2.1. Voiles.....	19
2.2.2.2. Poutres.....	19
Les poutres principales.....	19
Les poutres secondaire .....	20
2.2.2.3. Poteaux .....	20
2.2.3. Evaluation des charges et surcharges .....	21
2.2.4. Descente de charge .....	24
<b>CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....</b>	<b>30</b>
3.1. CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	30

3.1.1. Calcul des planchers .....	30
3.1.1.1. Plancher à corps creux.....	30
Calcul des charges revenant aux poutrelles .....	32
Calcul des sollicitations maximales .....	33
Les charges sur les poutrelles :.....	36
Les moment's en appuis: .....	36
Ferrailage des poutrelles.....	42
3.1.2. Etude des escaliers.....	67
3.1.2.1. Etude de l'escalier type 1 (à deux volées).....	67
Combinaison des charges.....	67
Par la méthode RDM on trouve :.....	68
3.1.2.2. Etude de l'escalier type 2 (a une seul volée).....	71
Combinaison de charge.....	72
Par la méthode RDM on trouve :.....	72
3.1.3. Etude de l'acrotère .....	76
Calcul des sollicitations .....	77
Ferrailage de la section .....	78
Vérification à l'ELU.....	79
3.1.4. Etude de l'ascenseur .....	81
3.1.5. Etude de la poutre palière .....	89
Pré dimensionnement.....	89
Les charges sur la poutre .....	89
Les sollicitations sur la poutre palière.....	90
Calcul de la section d'armature à la flexion simple.....	90
Calcule de l'espacement .....	90
Section d'armature longitudinal finales.....	91
Espacement entre les barres.....	91
Calcule des armatures transversales.....	91
Vérification de la contrainte de cisaillement.....	92
3.1.6. Poutre de chainage.....	93
Vérification à l'E.L.S .....	94
<b>CHAPITRE 4 : MODELISATION 3D ET ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>97</b>
4.1. MODELISATION .....	97
4.2. METHODES DE CALCUL DES FORCES SISMIQUE :.....	98
4.3. DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT :.....	99
4.4. ETUDE DE BATIMENT (R+10+SOUS-SOL) .....	100
4.4.1. Modes de vibration et participation massique : .....	100
4.4.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcule : .....	103
4.4.3. Justification de l'interaction voiles-portiques : .....	106
4.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :.....	108
4.4.5. Justification vis à vis des déformations.....	109
4.4.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Art 5.9) RPA99 .....	110
<b>CHAPITRE 5 : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....</b>	<b>112</b>
5.1. LES POTEAUX.....	112
5.1.1. Calcul de ferrailage.....	115
5.1.1.1. Ferrailage longitudinale.....	115

5.1.1.2. Ferrailage transversale .....	115
5.2. ETUDE DES POUTRES.....	123
5.2.1. <i>Calcul de ferrailage</i> .....	125
5.2.1.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version 2003.....	127
5.2.1.2. Verification à l'ELU.....	128
5.2.1.3. Vérification des Contraintes tangentielles .....	128
5.2.2. <i>Vérification des zones nodales</i> .....	134
5.3. LES VOILES.....	135
5.3.1. <i>Calcul de ferrailage</i> .....	137
<b>CHAPITRE 6 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....</b>	<b>141</b>
6.1. INTRODUCTION.....	141
6.2. CHOIS DE TYPE DES FONDATIONS.....	141
6.3. ETUDE DES FONDATIONS .....	142
6.3.1. <i>Vérification des semelles isolées</i> .....	142
6.3.2. <i>Vérification de la semelle filante</i> .....	143
6.3.3. <i>Radier général</i> .....	143
6.4. VOILE PERIPHERIQUE .....	157
6.4.1. <i>Evaluation des charges et surcharges</i> .....	158
6.4.2. <i>Ferrailage de voile périphérique</i> : .....	158
6.4.3. <i>Schéma de ferrailage</i> .....	161
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>162</b>



# Table des figures

FIGURE 2.1 : PLANCHER RDC .....	11
FIGURE 2.2 : PLANCHER ETAGE 1-6.....	11
FIGURE 2.3 : PLANCHER ETAGE 7.....	12
FIGURE 2.4 : PLANCHER ETAGE 8.....	12
FIGURE 2.5 : PLANCHER ETAGE 9.....	13
FIGURE 2.6 : PLANCHER ETAGE 10.....	13
FIGURE 2.8 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	14
FIGURE 2.7 : COUPE DU PLANCHER CORPS CREUS .....	14
FIGURE 2.9 : COMPOSANTE D'UN ESCALIER .....	15
FIGURE 2.10 : DALLE PLEINE SUR DEUX APPUIS .....	18
FIGURE 2.11 : DALLE PLEINE SUR TROIS APPUIS.....	18
FIGURE 3.1 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR DEUX APPUIS.....	60
FIGURE 3.2 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR DEUX APPUIS.....	62
FIGURE 3.3 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS .....	64
FIGURE 3.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS .....	66
FIGURE 3.5 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE 1ET 2.....	67
FIGURE 3.6 : ESCALIER A DE VOLEE.....	67
FIGURE 3.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE 1ET 2.....	71
FIGURE 3.8 : SCHEMA STATIQUE DE LA VOLEE.....	71
FIGURE 3.9 : ESCALIER A UNE SEUL VOLEE .....	72
FIGURE 3.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA VOLEE .....	75
FIGURE 3.11 : COUPE TRANSVERSAL DE L'ACROTERE .....	76
FIGURE 3.12 : SECTION DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	78
FIGURE 3.13 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .....	80
FIGURE 3.14 : SCHEMA DE LA CAGE D'ASCENSEUR.....	81
FIGURE 3.15 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS UN CHARGEMENT UNIFORMEMENT REPARTIE.....	82
FIGURE 3.16 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACTE.....	84
FIGURE 3.17 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR.....	89
FIGURE 3.18 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	92
FIGURE 3.19 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE .....	96
FIGURE 4.1 : DISPOSITION DES VOILES .....	99
FIGURE 4.2 : MODELE DE LA STRUCTURE .....	100
FIGURE 4.3 : 1 <sup>ER</sup> MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON X) .....	102
FIGURE 4.4 : 2 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON Y) .....	102
FIGURE 4.5 : 3 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION (TORSION AUTOUR DE L AXE Z).....	103
FIGURE 5.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	121
FIGURE 5.2 : LA ZONE NODALE .....	134
FIGURE 5.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE V <sub>1</sub> .....	140
FIGURE 6.1 : SEMELLE ISOLEE .....	142
FIGURE 6.2 : SEMELLE FILANTE.....	143
FIGURE 6.3 : DIMENSIONNEMENT DE RADIER .....	144
FIGURE 6.4 : PRESENTATION DE LA ZONE D'IMPACTE DE LA CHARGE CONCENTRE .....	145
FIGURE 6.5 : FERRAILLAGE DU RADIER.....	151

FIGURE 6.6 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE DANS LE SENS X-X.....	152
FIGURE 6.7 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE DANS LE SENS Y-Y.....	153
FIGURE 6.8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DANS LE SENS X-X .....	156
FIGURE 6.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DANS LE SENS Y-Y.....	157
FIGURE 6.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	161

# Liste des Tableaux

TABLEAU 1.1 : FE EN FONCTION DU TYPE D'ACIER.....	6
TABLEAU 2.1 : EVALUATION DES CHARGES POUR TERRASSE INACCESSIBLE .....	21
TABLEAU 2.2 : EVALUATION DES CHARGES POUR TERRASSE ACCESSIBLE.....	21
TABLEAU 2.3 : EVALUATION DES CHARGES POUR ETAGE COURANT.....	21
TABLEAU 2.4 : EVALUATION DES CHARGES DES MURES EXTERIEURES .....	22
TABLEAU 2.5 : EVALUATION DES CHARGES POUR VOLEE.....	22
TABLEAU 2.6 : EVALUATION DES CHARGES POUR PALIER .....	23
TABLEAU 2.7 : EVALUATION DES CHARGES POUR VOLEE.....	23
TABLEAU 2.8 : EVALUATION DES CHARGES POUR PALIER .....	23
TABLEAU 2.9 : DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU VOISIN DE RIVE.....	25
TABLEAU 2.10 : VERIFICATION DES POTEAUX A LA COMPRESSION SIMPLE.....	27
TABLEAU 2.11 : VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT.....	28
TABLEAU 3.1 : DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLE.....	31
TABLEAU 3.2 : CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES .....	32
TABLEAU 3.3 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	37
TABLEAU 3.4 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	38
TABLEAU 3.5 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	38
TABLEAU 3.6 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	39
TABLEAU 3.7 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	40
TABLEAU 3.8 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	41
TABLEAU 3.9 : LES CHARGES SUR LES POUTRELLES .....	41
TABLEAU 3.10 : LES SOLLICITATIONS MAX DANS LES POUTRELLES.....	42
TABLEAU 3.11 : CALCUL DES SECTIONS DE FERRAILLAGE DE POUTRELLES .....	51
TABLEAU 3.12 : CHOIX DES BARRES D'ARMATURE ET VERIFICATION AU CISAILEMENT.....	52
TABLEAU 3.13 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITES DE COMPRESSION DE BETON.....	52
TABLEAU 3.14 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITE DE DEFORMATION .....	52
TABLEAU 3.15 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES .....	54
TABLEAU 3.16 : FERRAILLAGE DE LA DALLE .....	57
TABLEAU 3.17 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS .....	59
TABLEAU 3.18 : FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	60
TABLEAU 3.19 : VERIFICATION DE L'ETAT DE COMPRESSION DE BETON .....	61
TABLEAU 3.20 : FERRAILLAGE DE LA DALLE .....	63
TABLEAU 3.21 : VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....	64
TABLEAU 3.22 : FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	65
TABLEAU 3.23 : FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	66
TABLEAU 3.24 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE .....	69
TABLEAU 3.25 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON .....	70
TABLEAU 3.26 : VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LA VOLEE.....	70
TABLEAU 3.27 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE .....	73
TABLEAU 3.28 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DE BETON .....	74
TABLEAU 3.29 : VERIFICATION DE LA FLECHE POUR LA VOLEE.....	75
TABLEAU 3.30 : COMBINAISON DE CALCUL.....	77
TABLEAU 3.31 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	84

TABLEAU 3.32 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR POUR UNE CHARGE CENTREE.....	86
TABLEAU 3.33 : RECAPITULATION DE L'ENSEMBLE DES SOLLICITATIONS .....	90
TABLEAU 3.34 : SECTION D'ARMATURE A LA FLEXION SIMPLE .....	90
TABLEAU 3.35 : ARMATURES TRANSVERSALES EN FLEXION SIMPLE ET TORSION .....	91
TABLEAU 3.36 : SECTION DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	93
TABLEAU 3.37 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITE DE DEFORMATION.....	95
TABLEAU 4.1 : PERIODE DE VIBRATION ET PARTICIPATION MASSIQUE .....	100
TABLEAU 4.2 : TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE .....	101
TABLEAU 4.3 : VALEUR DE PENALITE $P_Q$ .....	104
TABLEAU 4.4 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES .....	106
TABLEAU 4.5 : VERIFICATION SOUS CHARGES VERTICALES .....	107
TABLEAU 4.6 : SECTION DES POTEAUX .....	107
TABLEAU 4.7 : VERIFICATION SOUS CHARGES HORIZONTALES.....	108
TABLEAU 4.8 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMALE REDUIT.....	108
TABLEAU 4.9 : VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS .....	109
TABLEAU 4.10 : VERIFICATIONS DES EFFETS $P-\Delta$ .....	111
TABLEAU 5.1 : LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	112
TABLEAU 5.2 : ARMATURES LONGITUDINALES ET MINIMALE DANS LES POTEAUX.....	113
TABLEAU 5.3 : ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES POTEAUX .....	115
TABLEAU 5.4 : ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES POTEAUX.....	115
TABLEAU 5.5 : VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX .....	117
TABLEAU 5.6 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX .....	118
TABLEAU 5.7 : VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX .....	118
TABLEAU 5.8 : FERRAILLAGE DES POUTRES.....	126
TABLEAU 5.9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	128
TABLEAU 5.10 : VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT.....	128
TABLEAU 5.11 : VERIFICATION DE LA LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	129
TABLEAU 5.12 : RECAPITULATION DE L'EVALUATION DE LA FLECHE .....	129
TABLEAU 5.13 : MOMENT RESISTANT DANS LES POTEAUX.....	134
TABLEAU 5.14 : MOMENT RESISTANT DANS LES POUTRES.....	135
TABLEAU 5.15 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $V_1$ .....	137
TABLEAU 5.16 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $V_2$ .....	138
TABLEAU 5.17 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $V_3$ .....	139
TABLEAU 6.1 : SECTION DE FERRAILLAGE .....	149
TABLEAU 6.2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	150
TABLEAU 6.3 : RECALCULE DES SECTIONS D'ARMATURE A L'ELS.....	150
TABLEAU 6.4 : REVERIFICATION DES CONTRAINTES DU RADIER.....	151
TABLEAU 6.5 : RESULTAT DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELU SENS XX.....	153
TABLEAU 6.6 : RESULTAT DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELS SENS XX.....	153
TABLEAU 6.7 : RESULTAT DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELU SENS YY .....	154
TABLEAU 6.8 : RESULTAT DE CALCUL DES SOLLICITATIONS A L'ELS SENS YY.....	154
TABLEAU 6.9 : SECTION DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	154
TABLEAU 6.10 : SECTION DE FERRAILLAGE ET VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	155
TABLEAU 6.11 : RECALCULE DES SECTIONS D'ARMATURES A L'ELS .....	155
TABLEAU 6.12 : REVERIFICATION DES CONTRAINTES DE LA NERVURE.....	156
TABLEAU 6.13 : SECTION DE FERRAILLAGE .....	159

TABLEAU 6.14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES .....160

# Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie toujours aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est appelé à la conception et la réalisation d'un édifice de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application des connaissances acquises durant les cinq années de notre formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bloc d'habitation (R+10) avec un sous-sol, implanté en zone de moyenne sismicité (Bejaia).

Ce manuscrit est composé de six chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale, le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés, ...etc.). Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments secondaires (plancher, escaliers) et principaux (poteaux, poutres et voiles).

Le calcul des éléments secondaires est exposé au troisième chapitre, le chapitre quatre est dédié à la modélisation 3D en éléments finis de notre bloc et son étude sismique conformément aux règles parasismique Algériennes (RPA99/V2003).

Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement aux chapitres cinq et six.

# Chapitre 1 Présentation de l'ouvrage

## 1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre étude est un bloc à usage d'habitation en R+10 + sous-sol.

Le bloc est disposé d'un RDC à usage commercial, service au 1<sup>er</sup> étage, parking au sous-sol et une terrasse accessible. Le reste des étages sont à usage d'habitations.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) le bloc est classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne

Notre projet se situe au lieu-dit TALA OURIANE de la commune de BEJAIA qui d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/version 2003) est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

## 1.2. Caractéristiques géométriques

Largueur en plans.....	20 m
Longueur en plans.....	28.5m
Hauteur totale du bâtiment hors sol.....	34.68m
Hauteur du sous-sol.....	3.06 m
Hauteur du RDC .....	4.08m
Hauteur des étages du 1 <sup>er</sup> au dixième.....	3.06m

## 1.3. Données géotechniques du site

Suite à la demande du client *SARL SYB Immo*, une étude géotechnique préliminaire du site était précédée par le laboratoire de l'habitat et de la construction (*LTNC*)

Cette étude se résume aux conclusions et recommandations suivantes :

1. D'après les observations visuelles sur le site et les résultats des essais in situ, il est recommandé de faire des fondations superficielles avec un ancrage minimal de 1.50 m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel est de prendre une contrainte admissible  $Q_{adm}=2.00$  bar.

2. Le site est situé sur un terrain plat terrassé ou il y a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport à la cote du terrain naturel.

3. Nous pouvons classer le sol en catégorie S2 selon les critères suivants :

Site ferme, dépôt de sable et de gravier très dense, Argile sur consolidé sur 10 à 20m d'épaisseur avec  $V_s \geq 400\text{m/s}$  à partir de 10m de profondeur.

## 1.4. Caractéristiques structurelles

### 1.4.1. Système de contreventement

L'ouvrage à été conçu en appliquant les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003).

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 34.68m, trois (03) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles ( $R=5$ ) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ( $R=3.5$ ) ;
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé ( $R=3.5$ ).

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système pour sa meilleure ductilité( $R=5$ ).

### 1.4.2. Les planchers

Les planchers sont semi pré fabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, (balcons), ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont en dalle pleine en béton armé.

### 1.4.3. La maçonnerie

Les murs extérieur sont réalisé en brique creuse a doublé parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 05cm d'épaisseur).



Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisé avec deux types de brique :

- Des briques de 15 cm d'épaisseur (salle d'eau des chambres).
- Des briques de 10cm d'épaisseur (pour les autres séparations).

#### 1.4.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux
- Une charge d'exploitation horizontale égale 1 KN/ml due à la main courante
- Une force horizontale  $F_p$  (sismique).

### 1.5. Règlements et normes utilisés

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

CBA 93 : règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

DTR BC 2.48: Règles Parasismiques Algérienne RPA 99/version 2003.

DTR BC 2.4.1 : charges permanentes et charges d'exploitations.

CALCUL DES FONDATIONS. DTR.BC2.3.3.1 Règles de calcul des fondations superficielles.

### 1.6. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conceptions et de calculs des structures en bétons armés BAEL91/99.

#### 1.6.1. Bétons

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

#### Résistances caractéristiques

Pour notre ouvrage on considère un béton dont la résistance nominale à la compression est de 25 MPa prévue à 28j, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa CBA93 (Art A.2.1.1.2).}$$

### Contraintes limites

$$1. \text{ A L'ELU: est notée } \sigma_{bc} \text{ tel que } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ CBA93(A.4.3.4)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ en cas de situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ en cas de situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 : \text{lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.8 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action } < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

$$2. \text{ A L'ELS : est donnée par } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

### **Module de déformation longitudinal du béton**

Il existe deux modules de déformation du béton :

1. Module de déformation instantanée : les charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_j = 1100^3 \sqrt[3]{(f_j)} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPA}$$

2. Le module de déformation déferée Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{(f_j)} \rightarrow E_{v28} = 10721.4 \text{ MPA}$$

### **Coefficient de poisson**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal noté  $\nu$

A L'ELU :  $U=0 \rightarrow$  pour le calcul des sollicitations.

A L'ELS :  $u=0.2 \rightarrow$  pour le calcul des déformations.

### 1.6.2. Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

**Tableau 1.1 : Fe en fonction du type d'acier**

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à hautes résistances
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	FeE500	FeE500
Fe [MPa]	215	235	400	500	500	500

Avec  $F_e$  la limite d'élasticité.

Dans notre projet en utilisera trois types d'armatures :

Hautes adhérences de nuance  $F_e400$  (les armatures longitudinales et transversales des éléments structuraux).

Treillis soudés de nuance  $F_e500$  (pour la dalle de compression des planchers a corps creux).

Rondes lisses de nuance  $Fe235$  (pour les armatures transversales des poutrelles).

### Contraintes limites de l'acier

A L'ELU:  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- $f_e$ : contraintes limites élastiques.
- $\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier.
- $\gamma_s$ : 1.15 en cas de situation durable ou transitoires.
- $\gamma_s$ : 1.00 en cas de situation accidenté.

A L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110\sqrt{\eta/tj})$  [MPa]

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_e, 90\sqrt{\eta/tj})$  [MPa]

$\eta$  : Coefficient de fissuration, tel que  $\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour les aciers à hautes adhérence. (HA)

## 1.7. Actions

Les actions sont les forces et les couples dus aux charges appliquées à une structure et à la déformation imposée, on distingue trois catégories d'actions.

### 1.7.1. Actions permanentes(G)

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

Le poids propre de la structure ;

Le poids de cloison ;

Le poids des poussés des terres et des liquides.

### 1.7.2. Actions variables (Q<sub>i</sub>)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans les temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitation ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

### 1.7.3. Actions accidentelles(FA)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'applications, on peut citer :

- Les séismes(E) ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

## 1.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calculs à considérer simultanément .pour tenir compte des risques non mesurables, on associe à la valeur caractéristique des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calculs des actions. Puis on combine ces valeurs de calculs pour établir le cas de chargements le plus défavorables.

Dans ce qui suit on désigne par :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de bases.

$Q_i$  ( $i > 1$ ) : action variable d'accompagnement.

### 1.8.1. Combinaisons d'actions à l'ELU

#### ➤ Situations durables ou transitoires

On ne tient compte que des actions permanentes ou des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{\max} + G_{\min} + YQ_1 + \sum 1.3\Psi_{0i}Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

Avec :

$\Psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usages courants.

$\Psi_{0i}$  : coefficient de pondérations.

$YQ_1$  : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

Bâtiments agricoles à faible occupation humaine ;

Changes d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;

La température.

#### ➤ Situation accidentelles

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.2.2)}$$

$F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11}Q_1$  : valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$  : valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E \dots\dots\dots (1)$$

$$0.8G\pm E \dots\dots\dots (2)$$

Dans le cas de portique auto stable, la première combinaison est remplacée par

$$G+Q\pm 1.2E \dots\dots\dots (3) \quad \text{RPA99/2003(Art5.2)}$$

### 1.8.2. Combinaisons d'actions à L'ELS

$$G_{\max}+G_{\min}+Q_1+\sum \Psi_{0i} Q_i \text{ CBA93 (Article A.3.3.3)}$$

# Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

## 2.1. Introduction

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase de dimensionnement.

## 2.2. Pré dimensionnement des éléments

### 2.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

#### 2.1.1.1. Plancher

Le plancher est un élément qui joue un rôle d'un transmetteur des charges et surcharges verticales aux éléments porteurs, d'un isolateur thermique et acoustique et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux, poutrelles et de dalle de compression.

La hauteur  $h_t$  d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2).}$$

$L_{max}$ : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

On supposera des poutres de (30×30) dans les deux sens

Le choix du sens de la disposition des poutrelles est pris selon le critère de la continuité et la réduction de la flèche.

- Disposition des poutrelles

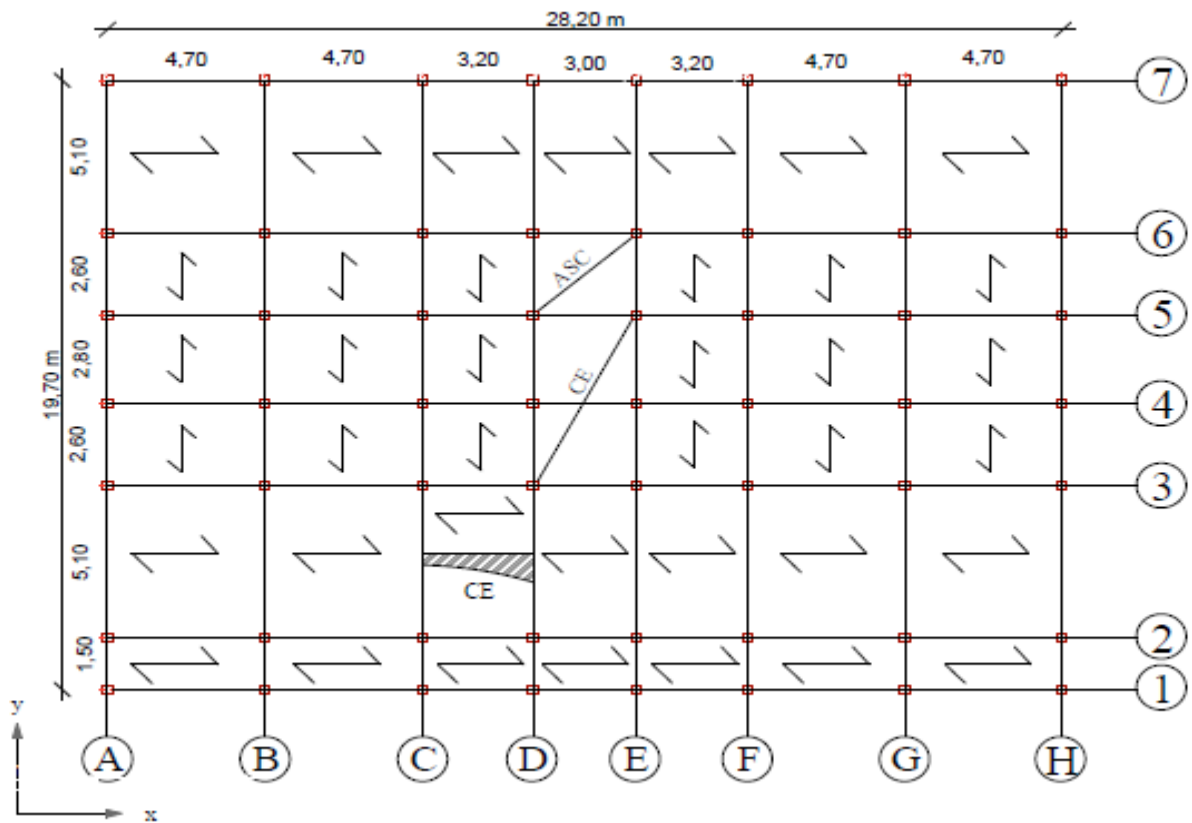


Figure 2.1 : Plancher RDC

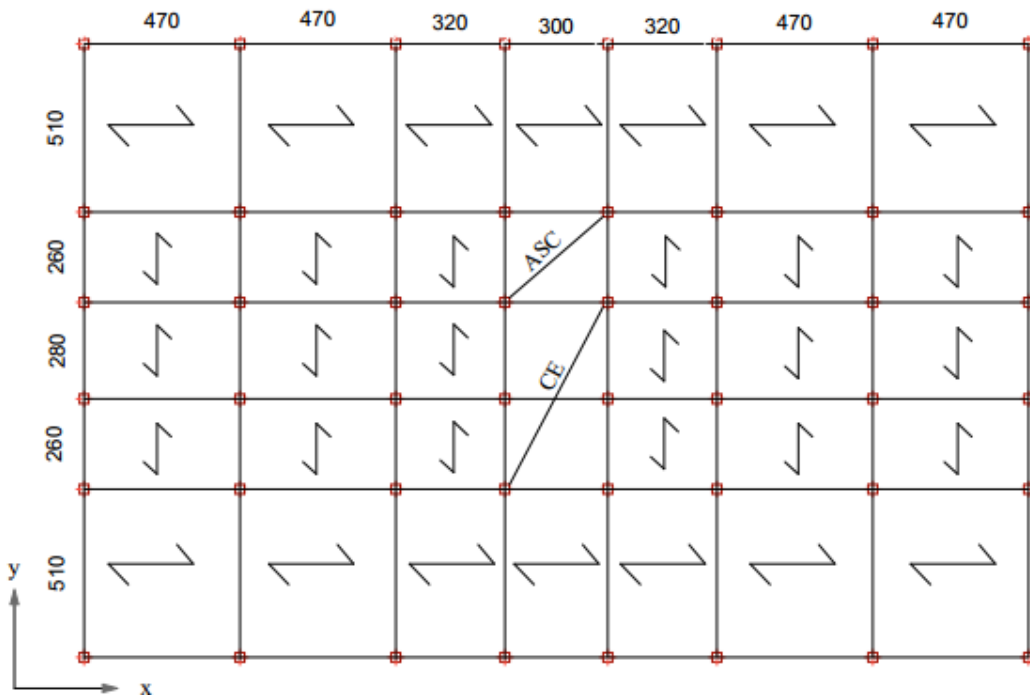


Figure 2.2 : Plancher étage 1-6



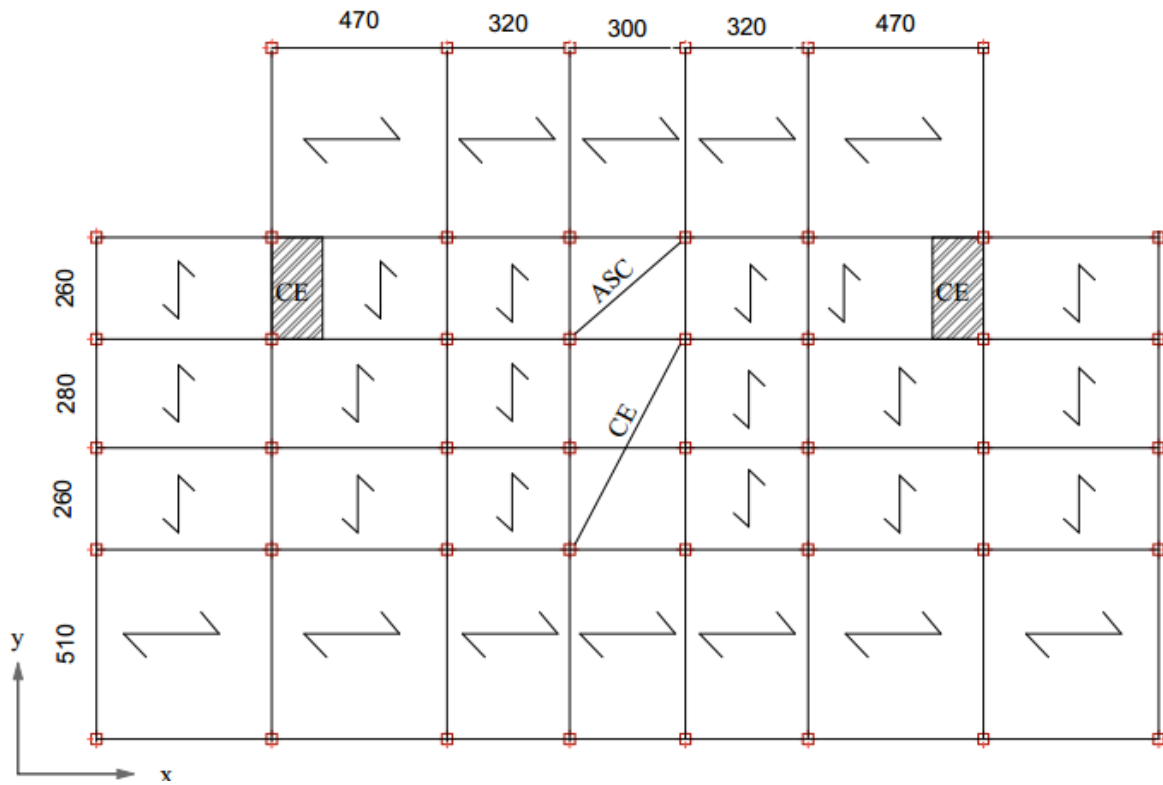


Figure 2.3 : Plancher étage 7

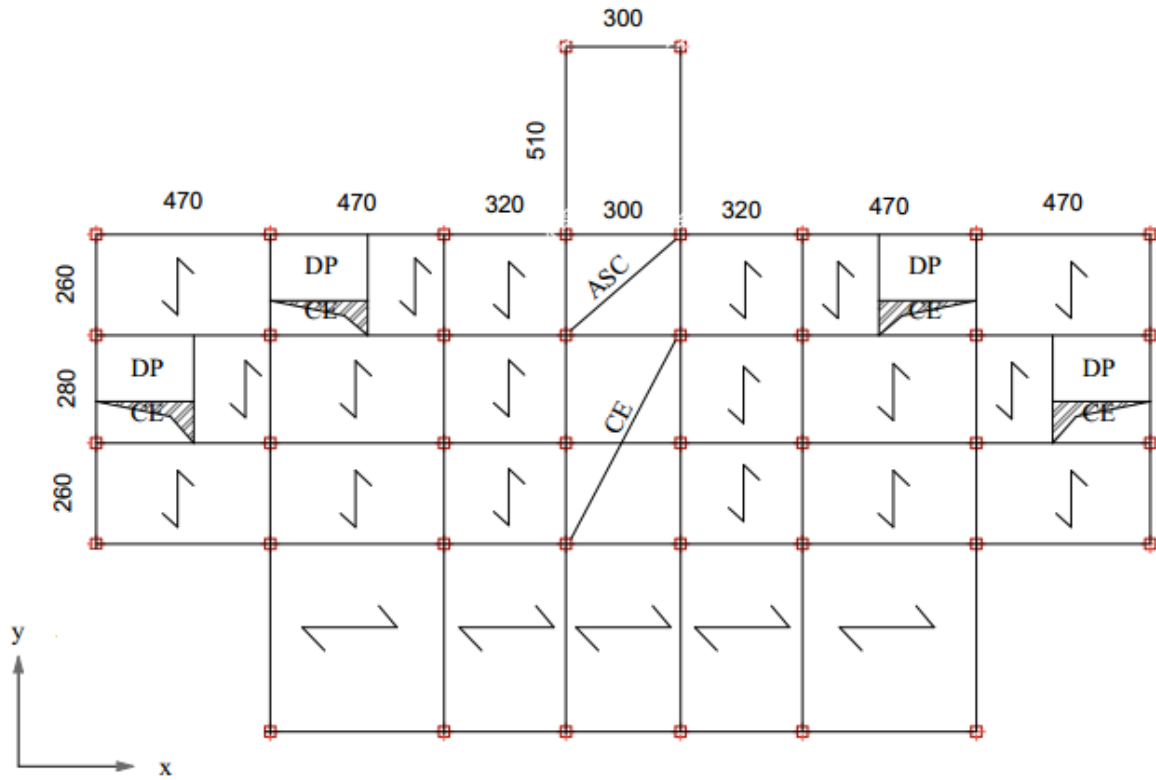


Figure 2.4 : Plancher étage 8

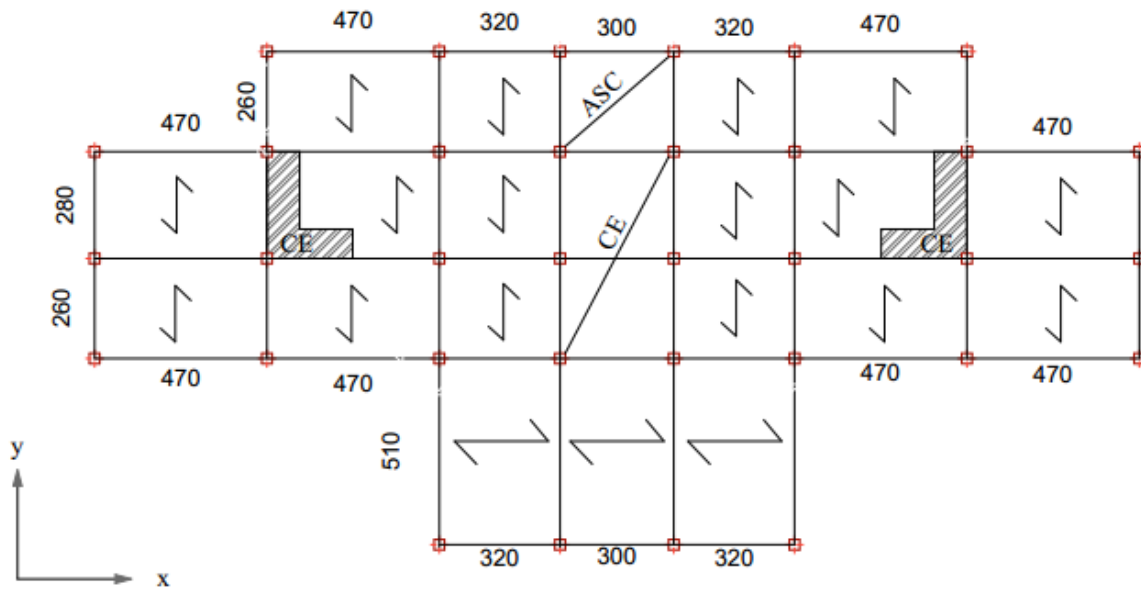


Figure 2.5 : Plancher étage 9

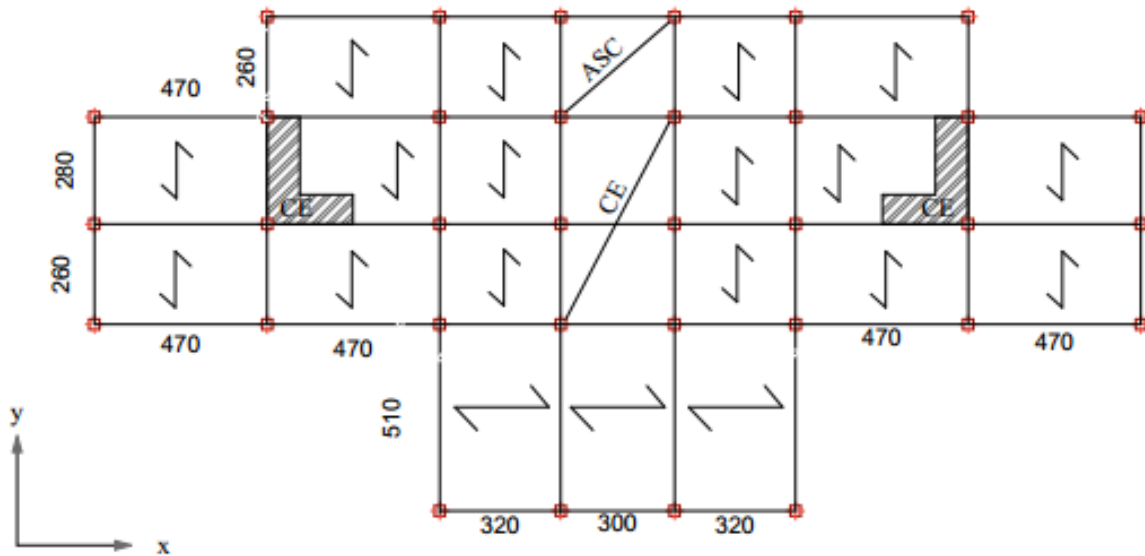


Figure 2.6 : Plancher étage 10

Selon la vue en plan de plusieurs types de plancher et suivant le sens de la dispositions des poutrelles.

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de 20 cm

Avec 16 cm : hauteur du corps creux.

4cm : hauteur de la dalle de compression.

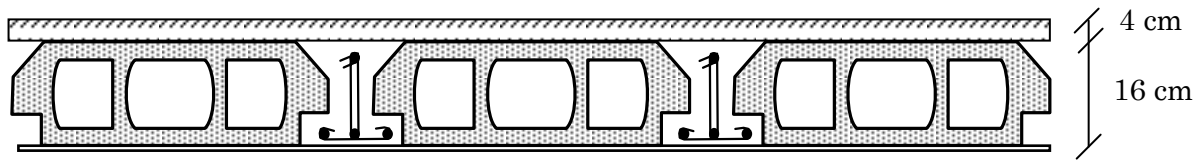


Figure 2.7 : coupe du plancher corps Creus

### 2.1.1.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments du plancher qui reposent sur des poutres pour transmettre les charges et surcharges à ces dernières. Elles se calculent en sections en T

La largeur de la dalle de compression ( $b$ ) est donné par la formule suivante :

$$b = (b_1 + b_2) + b_0$$

Avec  $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h \dots \dots \dots (1)$

$$b_1 = b_2 \leq \min (L_x / 2, L_y / 10) \dots \dots \dots (2)$$

$L_x$  : Distance maximale entre nus de deux poutrelles successives.

$L_y$  : La distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times 16 = (6.40 \text{ à } 12.8 \text{ cm})$$

Soit :  $b_0 = 10 \text{ cm}$ ,  $b = 55 \text{ cm}$ .

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 260 - 30 = 230 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (27.5 ; 23) \text{ cm} \Rightarrow$$

$$b_1 \leq 23 \text{ cm}, b \leq 2 \times 23 + 10 = 56 \text{ cm}$$

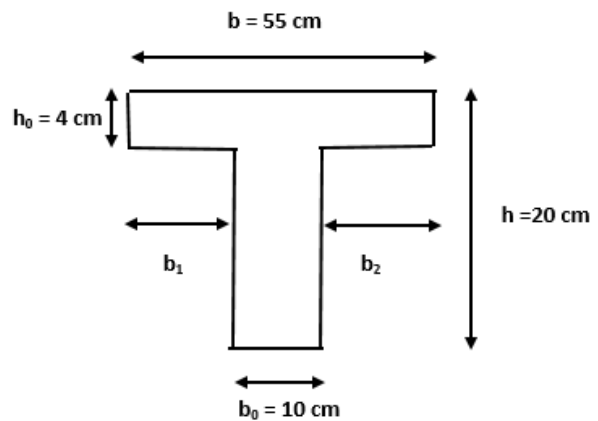


Figure 2.8 : Schéma d'une poutrelle

**Remarque** : vue au chargement élevée sur le plancher RDC on à choisie le prédimensionnement suivant :

$$b_0 = 12 \text{ cm}, b = 55 \text{ cm}, h_t = 25 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}, h_0 = 5 \text{ cm}.$$

### 2.1.1.3. Les escaliers

Un escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou des dalles horizontales constituant les paliers. L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

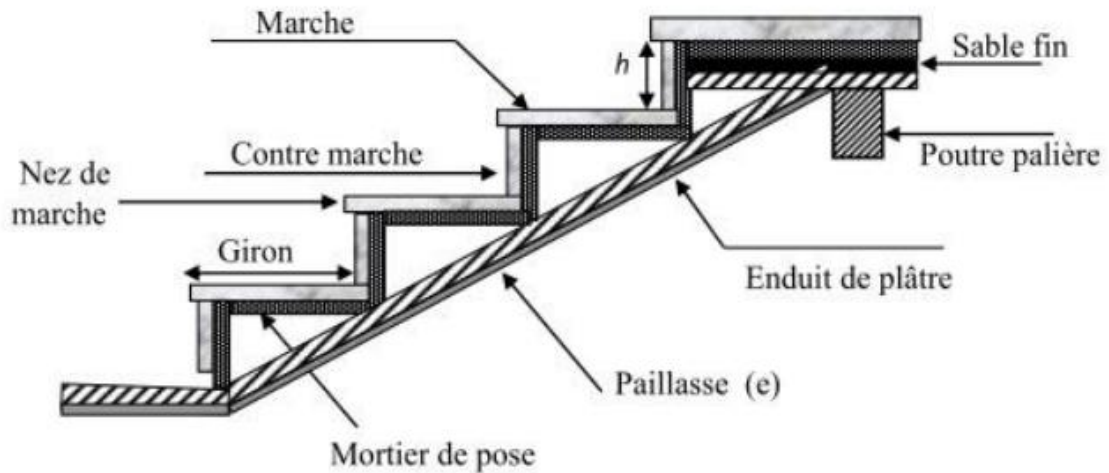


Figure 2.9 : composante d'un escalier

Dans notre projet on a deux type d'escalier : escalier à deux volées (celui de RDC jusqu'à 10<sup>ème</sup> étages) l'autre type a une volée (entre 0.00 à 1.02m du RDC)

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche « g et h » on utilisera la relation de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ .

Tel que :

n : nombre de contre marche.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

g : giron.

H : hauteur de la contre marche.

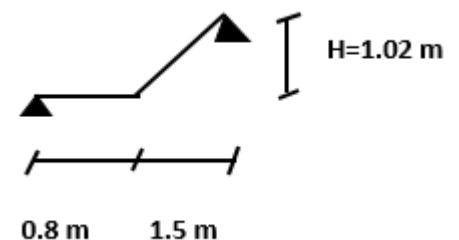
L<sub>0</sub> : largeur du palier.

- 1<sup>er</sup> type : escalier à une seule volée

Exemple de calcul (niveau 0.00 à 1.02 m)

H = 1.02 m

$\alpha = 34.21^\circ$



$$L_0 = 1.5 \text{ m}$$

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+204+150)n + 204 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n = 6$  et  $n-1 = 5$

La hauteur de contre marche :  $h = H \div n$       donc       $h = 102 \div 6 \rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Calcul du giron  $g$  :       $g = L \div (n-1)$       donc       $g = 150 \div 5 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$

### 2<sup>ème</sup> type : escalier a deux volées

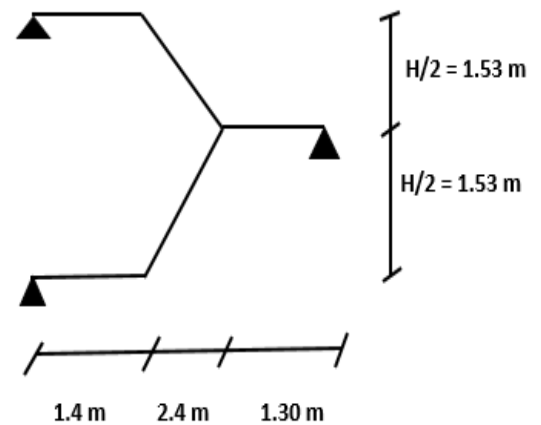
Exemple de calcul (niveau 1.02 a 4.08 m)

#### Volée 1

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$\alpha = 32.53^\circ$$

$$L_0 = 2.4 \text{ m}$$



$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+306+240)n + 306 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n = 9$  et  $n-1 = 8$

La hauteur de contre marche :  $h = H \div n$       donc       $h = 153 \div 9 = 17 \text{ cm}$

Calcul de giron  $g$  :       $g = L \div (n-1)$       donc       $g = 240 \div 8 = 30 \text{ cm}$

#### Volé 2

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$\alpha = 32.53^\circ$$

$$L_0 = 2.4 \text{ m}$$

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64+306+240)n + 306 = 0$$

Après résolution on trouve :  $n = 9$  et  $n-1 = 8$

La hauteur de contre marche :  $h = H \div n \rightarrow$       donc       $h = 153 \div 9 = 17 \text{ cm}$

Calcul de giron  $g$  :       $g = L \div (n-1) \rightarrow$       donc       $g = 240 \div 8 = 30 \text{ cm}$

Conclusion : nombre de marche = 16.

**Epaisseur de la paillese**

Type 1 :

$$L = 0.8 + 1.5/\cos\alpha = 0.8 + 1.5/\cos 34.21 \rightarrow L = 2.61 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \rightarrow 261/30 \leq e \leq 261/20$$

8.7 cm  $\leq e \leq$  13.05 cm.....condition de résistance.e  $\geq$  11 cm.....pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour e = 12 cm

Type 2 :

**Volée 1**

$$L = 1.4 + 2.4/\cos\alpha = 1.4 + 2.4/\cos 32.52 \rightarrow L = 5.54 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \rightarrow 554/30 \leq e \leq 554/20$$

$$18.47 \text{ cm} \leq e \leq 27.7 \text{ cm}$$

On opte pour e = 20 cm

**Volée 2**

$$L = 1.4 + 2.4/\cos\alpha = 1.4 + 2.4/\cos 32.52 \rightarrow L = 5.54 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \rightarrow 554/30 \leq e \leq 554/20$$

$$18.47 \text{ cm} \leq e \leq 27.7 \text{ cm}$$

On opte pour e = 20 cm

**2.1.1.4. Dalle pleine**

Une dalle pleine est un élément porteur horizontal en béton armé d'une épaisseur mince à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). On désigne par  $L_x$  la plus petite portée et  $L_y$  la plus grande.

Le dimensionnement de l'épaisseur  $\langle e \rangle$  dépend des critères suivants :

- **Résistance à la flexion**

Dalle reposant deux appuis .....  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ .

Dalle reposant sur un seul appui.....  $e \geq L_x/20$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis.....  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$ .

Critère de coupe-feu

$e \geq 07$  cm Pour une heure de coupe-feu

$e \geq 11$  cm Pour deux heures de coupe-feu

- **Critère Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm (pour les dalles internes) pour obtenir une bonne isolation acoustique.

**Dalles pleins sur deux appuis :**

$L_x = 110$  cm

$L_y = 205$  cm

$110/35 \leq e \leq 110/30$  donc  $3.14 \leq e \leq 3.66$  cm

C'est une dalle interne donc  $e \geq 13$ cm

On prend  $e = 14$ cm

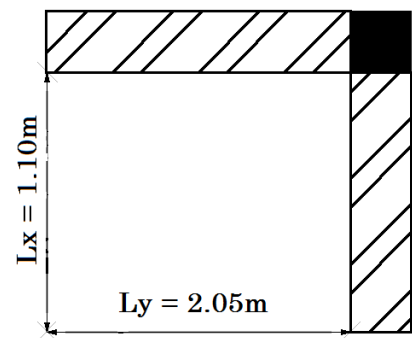


Figure 2.10 : Dalle pleine sur deux appuis

**Dalles pleins sur trois appuis :**

$L_x = 160$  cm

$L_y = 440$  cm

$160 / 150 \leq e \leq 160 / 40$  donc  $3.2 \leq e \leq 4$ cm

C'est une dalle externe donc il n'y a pas d'isolations phonique

On prend  $e = 14$ cm

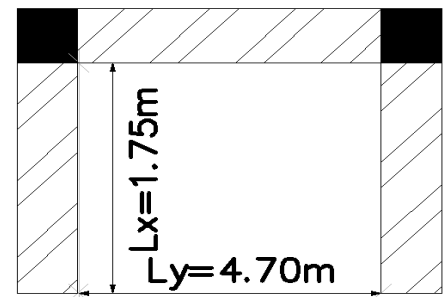


Figure 2.11 : Dalle pleine sur trois appuis

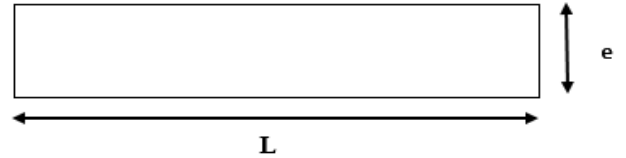
Toutes les dalles ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable

## 2.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux

### 2.2.2.1. Voiles

Les dimensionnements des voiles doivent satisfaire les conditions de RPA99 / 2003 suivantes :

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20}; 15cm \right]$$



$$L \geq 4e$$

$h_e$  : C'est la hauteur libre d'étage ( $h_e - e_{dalle}$ )

$e$  : épaisseur de voile.

$L$  : largeur du voile.

#### Au niveau de RDC

$$e \geq \max (19.4, 15cm) \Rightarrow e \geq 19.4cm \quad \text{on adopte } e = 20cm \text{ et } L \geq 80cm.$$

#### Autres étages :

$$e \geq \max (14.3, 15cm) \Rightarrow e \geq 15cm \quad \text{on adopte } e = 20cm \text{ et } L \geq 80cm.$$

### 2.2.2.2. Poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Le dimensionnement de celle-ci se fait en utilisant la condition de la flèche suivante:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad h \geq \frac{l_{max}}{12.5} \quad \text{Selon le BAEL91}$$

#### Les poutres dans le sens YY

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 38.4 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences de RPA**

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

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

(RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)



$$h / b \leq 4$$

Sachant que b : largeur de la poutre et h : hauteur de la poutre.

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h / b = 1.33 \leq 4$$

### Les poutres dans le sens XX

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h \geq 35.2 \text{ cm}$$

Soit : h = 40 cm et b = 30 cm

- **Vérification des exigences de RPA**

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$h / b = 1.33 \leq 4$$

### **2.2.2.3. Poteaux**

Les dimensionnements de la section transversal des poteaux doit satisfaire les conditions de RPA99/2003(Article 7.4.1) suivantes :

$$\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min} (b, h) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Les dimensionnements des poteaux supposés :

Etage 10 et 9      poteaux (30.30) cm

Etage 8 et 7      poteaux (35.35) cm

Etage 6 et 5      poteaux (40.40) cm

Etage 4 et 3      poteaux (45.45) cm

Etage 2 et 1      poteaux (50.50) cm

Etage RDC      poteaux (55.55) cm

Etage sous-sol      poteaux (60.60) cm

### 2.2.3. Evaluation des charges et surcharges

- **Terrasse inaccessible**

**Tableau 2.1 : Evaluation des charges pour terrasse inaccessible**

Désignation des éléments		e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0.050	1.00
	Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
	Isolation thermique	0.040	0.16
Forme de ponté		0.1	2.2
Plancher a corps creux (16+4)		0.2	2.85
Enduit de ciment		0.02	0.4
Charge permanente totale		G = 6.73	
Charge d'exploitation		Q = 1	

- **Terrasse accessible**

**Tableau 2.2 : évaluation des charges pour terrasse accessible**

Désignation des éléments		e (m)	Poids KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage		0.020	0.40
Mortier de pose		0.020	0.40
Forme de ponté		0.10	2.20
Multicouche d'étanchéité		0.020	0.12
Isolation thermique		0.040	0.16
Plancher	Corps creux (16+4)	0.20	2.85
	Dalle pleine	0.14	3.50
Enduit de ciment		0.020	0.20
Charge permanente G <sub>cc</sub>			6.33
Charge permanente G <sub>dp</sub>			6.89
Charge d'exploitation Q			2.5

- **Etage courant**

**Tableau 2.3 : Evaluation des charges pour étage courant**

Désignation des éléments	e (m)	Poids KN/m <sup>2</sup>
--------------------------	-------	-------------------------

Cloisons de séparation		0.10	1
Carrelage		0.020	0.40
Mortier de pose		0.020	0.40
Lit de sable		0.020	0.36
Plancher	Corps creux (16+4)	0.20	2.85
	Dalle pleine	0.14	3.50
Enduit de plâtre		0.02	0.20
Charge permanente $G_{cc}$			5.21
Charge permanente $G_{dp}$			5.86

- **Mures extérieures :**

**Tableau 2.4 : Evaluation des charges des murs extérieures**

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	15	9	1.35
Lame d'aire	5	/	/
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
Charge permanente totale	$G = 2,85\text{KN/m}^2$		

### Les escaliers

- **La volée**

**Tableau 2.5 : Evaluation des charges pour volée**

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	0.020	0.40
Revêtement verticale	0.020	0.22
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de sable	0.020	0.36

Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.12/(cos34.21)	3.63
Enduit de plâtre	0.02/(cos34.21)	0.241
Charge permanente : $G = 7.121 \text{ KN/m}^2$		

- **Le palier**

**Tableau 2.6 : Evaluation des charges pour palier**

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en béton armé	0.14	3.50
Enduit plâtre	0.02	0.20
Charge permanente : $G = 4.86 \text{ (KN/m}^2)$		

- **La volée**

**Tableau 2.7 : Evaluation des charges pour volée**

désignations des éléments	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal	0.02	0.40
Revêtement vertical	0.02	0.22
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marches	0.17/2	1.95
Paillasse	0.2/(cos32.52)	6
Enduit de plâtre	0.02 / (cos32.52)	0.237
Charge permanentes : $G = 9.487 \text{ KN /m}^2$		

- **Le palier**

**Tableau 2.8 : Evaluation des charges pour palier**

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36

Dalle en béton armé	0.2	5
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Charges permanentes : 6.36 (KN/m <sup>2</sup> )		

La charge d'exploitation à prendre pour l'escalier et  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ , et pour les balcons :  
 $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

**2.2.4. Descente de charge**

**Calcul des surfaces afférentes :**

$$S_{\text{terrasse}} = 2.2 \times 2 \times 1.15$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 5.06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = 2.2 \times 2 \times 1.15 + 2.2 \times 2.4 \times 2$$

$$\Rightarrow S_{\text{étage}} = 15.62 \text{ m}^2$$

$$G_p = ((0.3 \times 0.4 \times 2.2) \times 2 + (0.3 \times 0.4) \times (1.15 + 2.4)) \times 25$$

$$\Rightarrow G_p = 23.85 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{pot}} = \gamma_b \times V$$

La loi de dégression est comme suit :

Etage 1 :  $Q_0$

Etage 2 :  $Q_0 + Q_1$

Etage 3 :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 4 :  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 5 :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

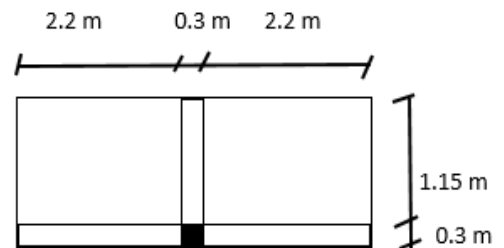
Etage n :  $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Avec  $Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

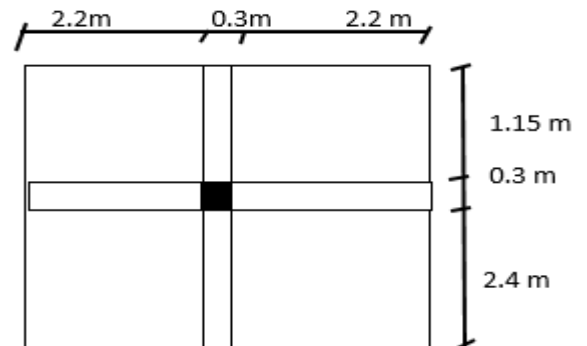
**Exemple pour le niveau 10 :**

$$G_{\text{plancher}} = S_{\text{aff}} \times G = 5.06 \times 6.73 = 34.05 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{poutre}} = (0.3 \times 0.4 \times 2.2) + (0.3 \times 0.4 \times 1.15) \times 25 = 16.65 \text{ KN}$$



Surface effairente  
(terrasse inaccessible)



Surface affairente  
(sous-sol\_étage 9)

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN.}$$

$$Q = Q_0 \times S_{\text{aff}} = 1 \times 5.06 = 5.06 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{cumulée}} = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{poteau}} = 57.58 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{cumulée}} = 5.06 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 85.32 \text{ KN.}$$

$$1.1N_u = 93.85 \text{ KN.}$$

Les résultats sont illustrés dont le tableau ci-dessous :

**Tableau 2.9 : Descente de charge du poteau voisin de rive (B 3)**

Niveau	Désignation	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [KN]	$N_u = 1.35G_c + 1.5Q_c$ [KN]	$1.1N_u$ [KN]
N10	Plancher terrasse inaccessible	34.05	57.58	5.06	5.06	85.32	93.85
	poutres	16.65					
	poteaux	6.88					
N9	Venant de N10	57.58	187.18	39.05	44.11	318.86	350.75
	Plancher terrasse accessible	98.87					
	poutres	23.85					
	Poteaux	6.88					
N8	Venant de N9	187.18	301.78	23.43	64.42	504.03	554.43
	Plancher	81.38					
	Poutres	23.85					
	Poteaux	9.37					
N7	Venant de N8	301.78	416.38	23.43	82.38	685.68	754.25
	Plancher	81.38					
	Poutres	23.85					

	Poteaux	9.37					
N6	Venant de N7	416.38	533.85		98	867.70	954.47
	Plancher	81.38		23.43			
	Poutres	23.85					
	Poteaux	12.24					
N5	Venant de N6	533.85	651.32		111.28	1046.20	1150.82
	Plancher	81.38		23.43			
	Poutres	23.85					
	Poteaux	12.24					
N4	Venant de N5	651.32	772.04		122.21	1225.57	1348.13
	Plancher	81.38		23.43			
	Poutres	23.85					
	Poteaux	15.49					
N3	Venant de N4	772.04	892.76		133.37	1405.28	1545.81
	Plancher	81.38		23.43			
	Poutres	23.85					
	Poteaux	15.49					
N2	Venant de N3	892.76	1017.11		144.66	1590.10	1749.11
	Plancher	81.38		23.43			
	Poutres	23.85					
	Poteaux	19.12					
N1	Venant de N2	1017.11	1141.46		166.47	1790.68	1968
	Plancher	81.38		39.05			
	Poutres	23.85					
	Poteaux	19.12					
RDC	Venant de N1	1141.46	1277.54		213.20	2044.48	2248.93
	Plancher	81.38		78.10			
	Poutres	23.85					

	Poteaux	30.85					
SOUS SOL	Venant de RDC	1277.54	1410.27			1903.86	2094.25
	plancher	81.38					
	Poutres	23.81					
	Poteaux	27.54					

$G = 1410.27$  KN;  $Q = 213.20$  KN;  $N_u = 2094.25$  KN.

Poteau au niveau de la cage escalier (4E)

$G = 830$  KN;  $Q = 110.08$  KN;  $N_u = 1232.55$  KN.

Les résultats obtenus après les calculs montrent que le poteau 3B est le poteau le plus sollicité.

Vérification de la résistance (compression simple)

**Tableau 2.10 : Vérification des poteaux à la compression simple**

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm)	Condition $B > B$ calculé		Observations
			B (m <sup>2</sup> )	B calculé (m <sup>2</sup> )	
Sous sol	2094.25	60×60	0.360	0.147	Vérifiée
RDC	2248.93	55×55	0.302	0.158	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1969.75	50×50	0.250	0.139	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> étage	1749.11	50×50	0.250	0.123	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> étage	1545.81	45×45	0.202	0.109	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> étage	1348.13	45×45	0.202	0.095	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> étage	1150.82	40×40	0.160	0.081	Vérifiée
6 <sup>eme</sup> étage	954.47	40×40	0.160	0.067	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> étage	754.25	35×35	0.122	0.053	Vérifiée
8 <sup>eme</sup> étage	554.43	35×35	0.122	0.039	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> étage	350.75	30×30	0.090	0.025	Vérifiée
10 <sup>eme</sup> étage	93.85	30×30	0.090	0.007	Vérifiée



**Vérification au flambement**

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{B_r \times F_e}{100 \times \gamma_s} \right]$$

$$A_s = 1\% \times B_r$$

$$B_{rcal} \leq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } 0 \leq \lambda \leq 50 \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

**Tableau 2.11 : Vérification des poteaux au flambement**

Poteaux	Sous sol	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>émé</sup> étage	3 <sup>émé</sup> étage	4 <sup>émé</sup> étage
N <sub>u</sub> (KN)	2094.25	2248.93	1969.75	1749.11	1545.81	1348.13
B(m <sup>2</sup> )	0.36	0.302	0.25	0.25	0.202	0.202
L <sub>0</sub> (m)	2.66	3.68	2.66	2.66	2.66	2.66
L <sub>f</sub> (m)	1.862	2.576	1.862	1.862	1.862	1.862
I×10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	10.8	7.62	5.21	5.21	3.42	3.42
i (m <sup>3</sup> )	0.173	0.159	0.144	0.144	0.130	0.130
λ	10.76	16.20	12.93	12.93	14.32	14.20
α	0.834	0.815	0.827	0.827	0.822	0.822
B <sub>rcal</sub> (m <sup>2</sup> )	0.114	0.125	0.108	0.096	0.085	0.074
B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	0.336	0.281	0.230	0.230	0.185	0.185

$B_r \geq B_{r\text{ cal}}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
-----------------------------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

Poteaux	5 <sup>ème</sup> étage	6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>er</sup> étage	8 <sup>ème</sup> étage	9 <sup>ème</sup> étage	10 <sup>ème</sup> étage
Nu (KN)	1150.82	954.47	754.25	554.43	350.75	93.85
B(m <sup>2</sup> )	0.16	0.16	0.122	0.122	0.09	0.09
L <sub>0</sub> (m)	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
L <sub>f</sub> (m)	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862	1.862
I×10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	2.13	2.13	1.25	1.25	0.67	0.67
i (m <sup>3</sup> )	0.115	0.115	0.101	0.101	0.086	0.086
λ	16.69	16.69	18.43	18.43	21.65	21.65
α	0.064	0.053	0.042	0.031	0.020	0.005
B <sub>real</sub> (m <sup>2</sup> )	0.114	0.125	0.108	0.096	0.085	0.074
B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	0.144	0.144	0.109	0.109	0.078	0.078
$B_r \geq B_{r\text{ cal}}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

# Chapitre 3 Calcul des éléments non structuraux

## 3.1. Calcul des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines. Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants : différents planchers, escalier.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

Planchers à corps creux.

Planchers à dalle pleine.

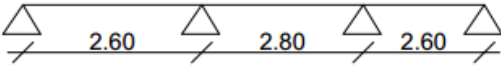
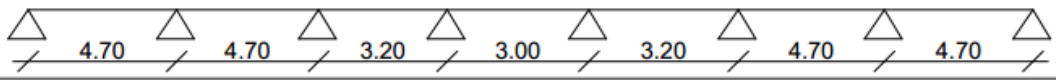
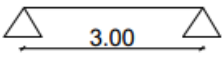
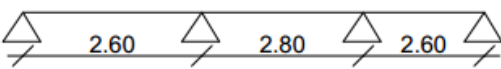
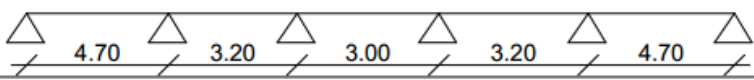
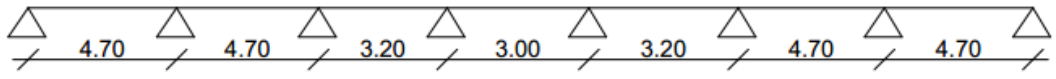
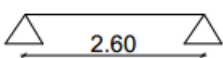
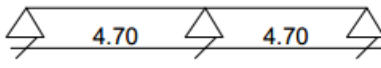
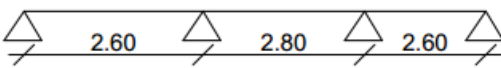
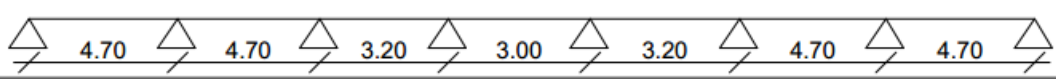
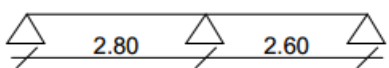
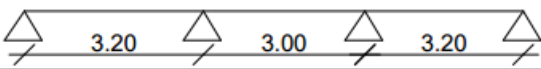
### 3.1.1. Calcul des planchers

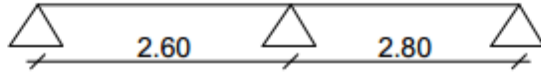
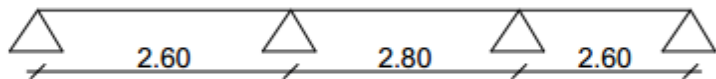
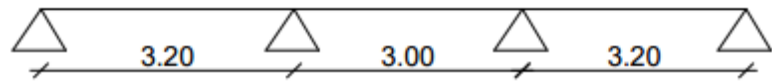
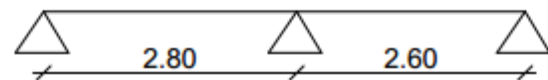
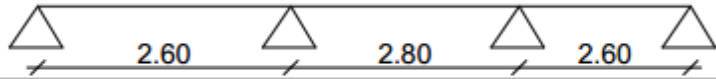
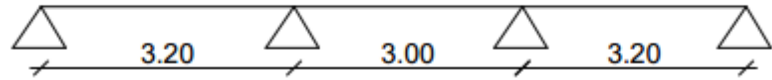
#### 3.1.1.1. Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

- Les différents types de poutrelle

**Tableau 3.1 : Différents types de poutrelle**

Type	Schéma statique
<b>Poutrelles du plancher RDC</b>	
Type 03	
Type 07	
<b>Poutrelles du plancher Etage1-8</b>	
Type 01	
Type 03	
Type 05	
Type 07	
Type	Schéma statique
<b>Poutrelles du plancher sous-sol</b>	
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 07	
<b>Poutrelles du plancher Sous-sol (Niv 1.02)</b>	
Type 02	
Type 03	

Type	Schéma statique
<b>Poutrelles du plancher Terrasse accessible</b>	
Type 02	
Type 03	
Type 03	
<b>Poutrelles du plancher Terrasse inaccessible</b>	
Type 02	
Type 03	
Type 03	

**Calcul des charges revenant aux poutrelles**

L'ELU :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $q_u = 0.65 \times p_u$

L'ELS :  $P_s = G + Q$  et  $q_s = 0.65 \times p_s$

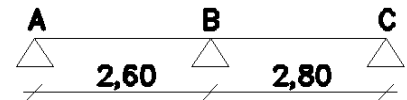
Les résultats des calculs à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.2 : charge revenant aux poutrelles**

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			P <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	P <sub>s</sub>	Q <sub>s</sub>
Terrasse inaccessible	6.73	1	10.58	6.88	7.73	5.02
Terrasse accessible	6.33	2.5	12.30	8	8.83	5.74
2 <sup>ème</sup> à 8 <sup>ème</sup> étage	5.21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36
1 <sup>er</sup> étage	5.21	2.5	10.78	7.01	7.71	5.01
RDC	5.21	5	14.53	9.44	10.21	6.64

**Calcul des sollicitations maximales**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continue. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on exposera deux exemples pour illustrer les deux méthodes : méthode forfaitaire et celle de Caquot.

➤ **Exemple d'application de la méthode forfaitaire**• **Plancher terrasse accessible (type 2)**

Vérification des conditions :

1.  $Q = 2.5 \text{KN/m}^2 \leq \min(2G, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ .....vérifier.
2.  $0.8 \leq 2.6 / 2.8 = 0.93 \leq 1.25$ . .....vérifier.
3. Le moment d'inertie constant sur toutes les travées....vérifier.
4. Fissuration peu nuisible (F.P.N).....vérifier.

**A L'ELU**

Les moments isostatiques :  $M_0 = \frac{q_u * l^2}{8}$

**Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_u L_{AB}^2}{8} = \frac{8 \times 2.6^2}{8} = 6.76 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M_0 = \frac{q_u L_{BC}^2}{8} = \frac{8 \times 2.8^2}{8} = 7.84 \text{ KN.m}$$

**Moment sur les appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments effectifs  $M_A = M_C = -0.15 M_0 = -0.15 \times 7.84 = -1.18 \text{ KN.m}$

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 7.84 = -4.7 \text{ KN.m}$

**Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{6.33+2.5} = 0.283 \quad , \quad 1 + 0.3\alpha = 1.08 \quad , \quad 1.2 + 0.3\alpha = 1.28$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.64$$

**Travées AB:**

$$M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.08M_{01}, 1.05M_{01}) \Rightarrow M_{TAB} \geq 1.08M_{01} - 2.35$$

$$M_{TAB} \geq 1.08 \times (6.76) - 2.35 \Rightarrow M_{TAB} \geq 4.95 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TAB} = 4.95 \text{ KN.m} \dots\dots 1$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.64 \times 6.76 \Rightarrow M_{TAB} \geq 4.33 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TAB} = 4.33 \text{ KN.m} \dots\dots 2$$

$$M_{TAB} = \max(1, 2) \Rightarrow M_{TAB} = 4.95 \text{ KN.m}$$

**Travées BC:**

$$M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max[1 + 0.3\alpha, 1.05] M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq 1.08M_{02} - 2.35$$

$$M_{TBC} \geq 1.08 \times (7.84) - 2.35 \Rightarrow M_{TBC} \geq 6.12 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TBC} = 6.12 \text{ KN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$M_{TBC} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.64 \times 7.84 \Rightarrow M_{TBC} \geq 5.02 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TBC} = 5.02 \text{ KN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_{TBC} = \max(1, 2) \Rightarrow M_{TBC} = 6.12 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant:**

$$\text{Travée AB: } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{8 \times 2.6}{2} = 10.4 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times V_A = -1.15 \times 10.4 = -11.96 \text{ KN} \end{cases}$$

**Travée BC :**

$$\begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1.15 \times \frac{8 \times 2.8}{2} = 12.88 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -\frac{8 \times 2.8}{2} = -11.2 \text{ KN} \end{cases}$$

**A L'ELS :**

$$\text{Les moments isostatiques : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}, \quad q_s = 5.74 \text{ KN/m}^2$$

**Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{5.74 \times 2.6^2}{8} = 4.85 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{5.74 \times 2.8^2}{8} = 5.62 \text{ KN.m}$$

**Moments sur les appuis :**

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments effectifs  $M_A = M_C = -0.15 M_0^{max} = -0.15 \times 5.62 = -0.84 \text{ KN.m}$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 5.62 = 3.37 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées:**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{6.33+2.5} = 0.283, \quad 1 + 0.3\alpha = 1.08, \quad 1.2 + 0.3\alpha = 1.2, \quad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.64$$

**Travées AB:**

$$M_{TAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max(1.08M_{01}, 1.05M_{01}) \Rightarrow M_{TAB} \geq 1.08M_{01} - 1.68$$

$$M_{TAB} \geq 1.08 \times (4.85) - 1.68 \Rightarrow M_{TAB} \geq 3.55 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TAB} = 3.55 \text{ KN.m} \dots\dots 1$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 0.64 \times 4.85 \Rightarrow M_{TAB} \geq 3.10 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TAB} = 3.10 \text{ KN.m} \dots\dots 2$$

$$M_{TAB} = \max(1, 2) \Rightarrow M_{TAB} = 3.55 \text{ KN.m}$$

**Travées BC:**

$$M_{TBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max[1+0.3\alpha, 1.05] M_{02} \Rightarrow M_{TBC} \geq 1.08M_{02} - 1.68$$

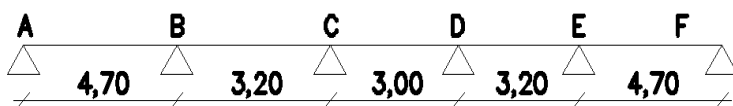
$$M_{TBC} \geq 1.08 \times (5.62) - 1.68 \Rightarrow M_{TBC} \geq 4.38 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TBC} = 4.38 \text{ KN.m} \dots\dots 1$$

$$M_{TBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 0.64 \times 5.62 \Rightarrow M_{TBC} \geq 4 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{TBC} = 4 \text{ KN.m} \dots\dots\dots 2$$

$$M_{TBC} = \max(1, 2) \Rightarrow M_{TBC} = 4.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Exemple d'application de la méthode de Caquot minoré :**

- **Plancher étage courant (type 5) :**



$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2, \quad q_u = 6.03 \text{ KN/ml}, \quad q_s = 4.36 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{4.70}{3.2} = 1.46 \geq 1.25$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas, car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée.



$$G' = 2/3G = 2/3 \times 5.21 = 3.47 \text{KN/m}^2$$

**Les charges sur les poutrelles :**

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5Q = 6.93 \text{KN/m}^2 \Rightarrow q_u' = 0.65 \times P_u' = 4.50 \text{KN/ml}$$

$$P_s' = G' + Q = 4.97 \text{KN/m}^2 \Rightarrow q_s' = 0.65 \times P_s' = 3.23 \text{KN/ml}$$

- A L'ELU

**Les moment's en appuis:**

- Appuis de rive :

$$M_A = M_F = 0$$

Les moments effectifs  $M_A = M_F = -0.15 M_0^{max}$

$$\text{Avec : } M_0^{max} = \frac{q_u' \times l^2}{8} = \frac{4.5 \times 4.7^2}{8} = 12.42 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_A = M_F = -1.863 \text{KN.m}$$

- Appuis intermédiaire :

**Appuis B :**

$$L'_g = 4.70 \text{m} ; \quad L'_d = 2.56 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU:} & M_B = M_E = -\frac{4.50 \times (4.7^3 \times 2.56^3)}{8.5(4.70 + 2.56)} = -8.79 \text{KN.m} \\ \text{ELS:} & M_B = M_E = -\frac{3.23 \times (4.7^3 \times 2.56^3)}{8.5(4.70 + 2.56)} = -6.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Appuis C:**

$$L'_g = 2.56 \text{m}; \quad L'_d = 2.4 \text{m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU:} & M_C = M_D = -\frac{4.50 \times (2.56^3 \times 2.4^3)}{8.5(2.56 + 2.4)} = -3.26 \text{KN.m} \\ \text{ELS:} & M_C = M_D = -\frac{3.23 \times (2.56^3 \times 2.4^3)}{8.5(2.56 + 2.4)} = -2.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées: (pour les calculs en utilise G et non pas G')

**Travées AB:**

$$M_{TAB} = M_{TEF}$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l} = \frac{l}{2} - \frac{M_A - M_B}{q_u \times l} \Rightarrow X = \frac{4.7}{2} - \frac{(8.79)}{6.03 \times 4.70} = 2.04\text{m}$$

$$\text{ELU: } M_{\text{TAB}} = M_{\text{TEF}} = M_{0(x)} + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right) \Rightarrow 6.03 \times \frac{2.04}{2} (4.70 - 2.04) - 8.79 \left(\frac{2.04}{4.70}\right)$$

$$M_{\text{TAB}} = M_{\text{TEF}} = 12.54\text{KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{TAB}} = M_{\text{TEF}} = 4.36 \times \frac{2.04}{2} (4.70 - 2.04) - 6.31 \left(\frac{2.04}{4.70}\right)$$

$$M_{\text{TAB}} = M_{\text{TEF}} = 9.10\text{KN.m}$$

**Travées BC, DE:**

**Travées CD :**

$$X = 1.90\text{m}$$

$$X = 1.5\text{m}$$

$$\text{ELU: } M_{\text{TBC}} = M_{\text{TDE}} = 1.94\text{KN.m}$$

$$\text{ELU: } M_{\text{TCD}} = 3.52\text{KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{TBC}} = M_{\text{TDE}} = 1.43\text{KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{TCD}} = 2.56\text{KN.m}$$

**Effort tranchant:**

Travées AB:

$$V_A = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \Rightarrow V_A = \frac{6.03 \times 4.70}{2} - \frac{8.79}{4.70} \Rightarrow V_A = 12.30\text{KN.}$$

$$V_B = -\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \Rightarrow V_B = -\frac{6.03 \times 4.70}{2} - \frac{8.79}{4.70} \Rightarrow V_B = -16.04\text{KN.}$$

**Travées BC:**

**Travées CD:**

$$\begin{cases} V_B = 11.37\text{KN} \\ V_C = -7.91\text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_C = 9.04\text{KN} \\ V_D = -9.04\text{KN} \end{cases}$$

**Travées DE :**

**Travées EF :**

$$\begin{cases} V_D = 7.91\text{KN} \\ V_E = -11.37\text{KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_E = 16.04\text{KN} \\ V_F = -12.30\text{KN} \end{cases}$$

❖ **Plancher terrasse accessible (type 3)**

Tableau 3.3 : Les éléments de réductions M, Net V sur les poutrelles

ELU							
Travées	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	3.2	10.23	1.534	5.115	8.541	12.787	14.066

BC	3	8.991	5.115	5.115	4.877	13.186	13.186
CD	3.2	10.23	5.115	1.534	8.541	14.066	12.787
Sollicitation max	$M_t = 8.541 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = 5.115 \text{ KN.m}$ $M_{a^r} = 1.53 \text{ KN.m}$ $V = 14.066 \text{ KN}$						
ELS							
Travée	L(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	3.2	7.347	1.102	3.674	6.134	9.183	10.101
BC	3	6.458	3.674	3.674	3.503	9.470	9.470
CD	3.2	7.347	3.674	1.102	6.134	10.101	9.183
Sollicitation max	$M_t = 6.134 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = 3.674 \text{ KN.m}$ $M_{a^r} = 1.10 \text{ KN.m}$ $V = 10.101 \text{ KN}$						

## ❖ Plancher terrasse inaccessible (type 3)

Tableau 3.4 : Les éléments de réductions M, N et V sur les poutrelles

ELU							
travées	L(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	3.2	8.808	1.321	4.404	7.046	11.01	12.11
BC	3	7.741	4.404	4.404	4.02	11.353	11.353
CD	3.2	8.808	1.321	1.321	7.046	12.11	11.01
$M_t = 7.046 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = 4.404 \text{ KN.m}$ $M_{a^r} = 1.321 \text{ KN.m}$ $V = 12.111 \text{ KN}$							
ELS							
AB	3.2	6.432	0.965	3.216	5.146	8.039	8.843
BC	3	5.653	3.216	3.216	2.936	8.290	8.290
CD	3.2	6.432	3.216	0.965	5.146	8.843	8.039
$M_t = 5.146 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = 3.216 \text{ KN.m}$ $M_{a^r} = 0.965 \text{ KN.m}$ $V = 8.843 \text{ KN}$							

## ❖ Plancher étage courant (type 7) :

Tableau 3.5 : Les éléments de réductions M, N et V sur les poutrelles

ELU							
Travée	L(m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
AB	4.7	12.453	1.867	9.845	12.102	12.085	16.275

BC	4.7	12.453	9.845	5.871	8.863	15.016	13.32
CD	3.2	5.772	5.875	3.274	3.206	10.45	8.836
DE	3	5.073	3.274	3.274	3.514	9.051	9.051
EF	3.2	5.772	3.274	5.871	3.206	8.836	10.45
FG	4.7	12.453	5.871	9.845	8.863	13.32	15.016
GH	4.7	12.453	9.845	1.867	12.102	16.275	12.085
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 12.102 KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> = 9.845KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> = 1.87KN.m; V=16.275 KN						
ELS							
Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	8.927	0	-7.058	8.774	8.744	-11.747
BC	4.7	8.927	-7.058	-4.209	6.453	10.58	-9.639
CD	3.2	4.138	-4.209	-2.347	2.344	7.557	-6.394
DE	3	3.637	-2.347	-2.347	2.56	6.54	-6.54
EF	3.2	4.138	-2.347	-4.209	2.344	6.394	-7.557
FG	4.7	8.927	-4.209	-7.058	6.453	9.639	-10.85
GH	4.7	8.927	-7.058	0	8.774	11.747	-8.774
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 8.774 KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> = 7.058KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> = 1.339KN.m; V=11.747 KN						

**Type 5:**

**Tableau 3.6 : Les éléments de réductions M, N, et V sur les poutrelles**

ELU							
Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN.m)	V <sub>d</sub> (KN.m)
AB	4.70	12.453	1.867	8.814	12.546	12.305	16.055
BC	3.2	5.772	8.814	3.274	1.928	10.82	8.469
CD	3	5.073	3.274	3.274	3.514	9.051	9.051
DE	3.2	5.772	3.274	8.814	1.928	8.469	10.82
EF	4.70	12.453	8.814	1.867	12.546	16.055	12.305
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 12.546 KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> = 8.814KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> = 1.867KN; V=16.055KN						
ELS							
Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN.m)	V <sub>d</sub> (KN.m)
AB	4.7	8.927	1.339	6.318	9.093	8.90	11.590

BC	3.2	4.138	6.318	2.347	1.427	8.216	6.355
CD	3	3.637	2.347	2.347	2.56	6.54	6.54
DE	3.2	4.138	2.347	6.318	1.427	6.355	8.216
EF	4.7	8.927	6.318	1.339	9.093	11.590	8.90
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 9.093 KN.m; Ma <sup>int</sup> = 6.318 KN.m; Ma <sup>r</sup> = 1.339 KN.m; V = 11.590 KN						

❖ Plancher RDC (type 7):

Tableau 3.7 : Les éléments de réductions M, N et V sur les poutrelles

ELU							
Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	15.145	2.272	11.974	13.830	13.923	19.019
BC	4.70	15.145	11.974	7.141	9.872	17.50	15.440
CD	3.2	7.021	7.141	3.981	3.480	12.204	10.230
DE	3	6.171	3.981	3.981	3.904	10.515	10.515
EF	3.2	7.021	3.981	7.141	3.480	10.220	12.204
FG	4.70	15.145	7.141	11.974	9.872	15.440	17.500
GH	4.7	15.145	11.974	2.272	13.830	19.019	13.923
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 13.830 KN.m; Ma <sup>int</sup> = 11.974 KN.m; Ma <sup>r</sup> = 2.272 KN.m; V = 19.019 KN						
ELS							
Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	10.772	1.608	8.447	9.925	9.97	13.577
BC	4.70	10.772	8.447	5.055	7.126	12.50	11.045
CD	3.2	4.97	5.055	2.818	2.528	8.715	7.316
DE	3	4.368	2.818	2.818	2.821	7.715	7.515
EF	3.2	4.97	2.818	5.055	2.528	7.316	8.715
FG	4.70	10.722	5.055	8.447	7.126	11.045	12.50
GH	4.7	10.722	8.447	1.608	9.925	13.577	9.97
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 9.925 KN.m; Ma <sup>int</sup> = 8.477 KN.m; Ma <sup>r</sup> = 1.608 KN.m; V = 13.577 KN						

## ❖ Plancher sous sol (type 7):

Tableau 3.8 : Les éléments de réductions M, N et V sur les poutrelles

ELU							
Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	21.880	3.282	17.296	18.154	18.520	25.880
BC	4.7	21.880	17.296	10.314	12.397	23.670	20.700
CD	3.2	10.140	10.314	5.751	4.167	16.530	13.690
DE	3	8.91	5.751	5.751	4.887	14.160	14.160
EF	3.2	10.140	5.751	10.314	4.167	13.690	16.530
FG	4.7	21.880	10.314	17.296	12.397	20.700	23.670
GH	4.7	21.880	17.296	3.282	18.154	25.88	18.52
Sollicitation max	M <sub>t</sub> =18.154 KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> =17.296KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> =3.282KN.m; V=25.88KN						
ELS							
Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	15.210	2.281	12.024	12.807	13.046	18.162
BC	4.7	15.210	12.024	7.171	8.809	16.640	14.570
CD	3.2	7.050	7.171	3.998	2.985	11.615	9.630
DE	3	6.200	3.998	3.998	3.469	9.960	9.960
EF	3.2	7.050	3.998	7.171	2.985	9.630	11.615
FG	4.7	15.210	1.171	12.024	8.809	14.570	16.640
GH	4.7	15.210	12.024	2.281	12.807	18.162	13.046
Sollicitation max	M <sub>t</sub> =12.807 KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> =12.024KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> =2.281 KN.m; V= 18.162KN						

## Type 2:

Tableau 3.9 : Les éléments de réductions M, N et V sur les poutrelles

ELU							
Travée	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	26.086	3.913	15.651	22.095	22.200	25.531
BC	4.7	26.086	15.651	3.913	22.095	25.531	22.200
Sollicitation max	M <sub>t</sub> =22.095 KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> =15.651KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> =3.319 KN.m; V= 25.531KN						
ELS							

Travées	L(m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
AB	4.7	18.326	2.748	10.996	15.522	15.596	17.935
BC	4.7	18.326	10.996	2.748	15.522	17.935	15.596
Sollicitation max	M <sub>t</sub> = 15.522KN.m; M <sub>a<sup>int</sup></sub> = 10.996KN.m; M <sub>a<sup>r</sup></sub> = 2.748KN.m; V = 17.935KN						

❖ Sollicitation max dans les poutrelles :

Tableau 3.10 : Les sollicitations max dans les poutrelles

Type de plancher	ELU				ELS			
	M travée max (KN.m)	M appuis int max (KN .m)	M appuis de rive max (KN .m)	Vmax (KN.m)	M travée max (KN.m)	M appuis int max (KN .m)	M appuis de rive max (KN .m)	Vmax (KN.m)
Terrasse accessible	8.541	5.115	1.530	14.066	6.134	3.674	1.10	10.101
Terrasse inaccessible	7.046	4.404	1.320	12.110	5.146	3.216	0.965	8.843
Etage courant	12.546	9.845	1.867	16.275	9.093	7.058	1.339	11.747
RDC	13.830	11.974	2.272	19.019	9.925	8.477	1.608	13.577
Sous-sol	22.095	17.296	3.913	25.880	15.522	12.024	2.748	18.162

**Ferraillage des poutrelles**

**Plancher terrasse inaccessible:**

M<sub>t</sub> = 7.046KN.m; V = 12.111KN; M<sub>a<sup>int</sup></sub> = 4.404KN.m; M<sub>a<sup>rive</sup></sub> = 1.32KN.m; h = 20cm;

h<sub>0</sub> = 4cm; b = 55cm; b<sub>0</sub> = 10cm; d = 18cm; F.P.N

✓ Vérification a L'ELU

**En travées:**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Calcul de moment équilibré par la table de compression M<sub>tu</sub> :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.55 \times 0.04 \times 14.2 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3$$

$M_{tu} = 49.984 \text{KN.m} \geq M_t = 7.046 \text{KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

$\Rightarrow$  Etude d'une section  $b \times h$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7.046 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.18^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.035$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.035) = 0.18 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{7.046 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 1.125 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité** **CBA93 (Art A.4.2.1)**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.55 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.2 \times 10^{-4} \text{m}^2 < A_t$$

On opte pour :  $A_{tr} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.07 \text{cm}^2$

**En appuis :**

• **Appuis intermédiaire :**

$$M_a^{\text{int}} = 4.404 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{4.404 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.126) = 0.171 \text{m}$$



$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{4.404 \times 10^{-3}}{348 \times 0.171} = 0.74 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

**CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

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

- **Appuis de rive :**

$$M_{a \text{ rive}} = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.32 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0287 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0287 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.036$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.036) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{4.404 \times 10^{-3}}{348 \times 0.171} = 0.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

**CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 > A_t$$

On ferraille avec  $A_{\min}$  :

On opte pour :  $A_{tr} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

- ✓ **Ferraillage transversale**

**Vérification au cisaillement:**

$$V_{\max} = 12.111 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{12.111 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.673 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right] \text{ MPA} = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}$$

Armatures transversales :

**BAEL99 (Art 5.1.2.2)**

$$\phi \leq \min \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \leq \min \left( 8 ; \frac{200}{35} ; \frac{10}{10} \right)$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$  on choisi un étrier  $\phi_6$  :  $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

**Espacement :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 33.49\text{cm} \\ A_t \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = 249.21\text{cm} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$\alpha = 90^\circ$  : Flexion simple, armatures droites :

$K = 1$  : Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

$St \leq 16.2 \text{ cm}$  on prend:  $St = 15 \text{ cm}$ .

**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

**Vérification de la bielle :** **CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{e28}$$

$$\alpha \leq 0.9 \times d \Rightarrow \alpha = 0.162$$

$$V_u = 12.111 \text{ KN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN}$$

**Vérification des armatures longitudinales** **CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

- **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 12.111 \times 10^{-3}}{400} = 0.348 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} \Rightarrow 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.86 \text{ cm}^2 \geq 0.348 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

- **Appuis intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s (V_u - \frac{M_u}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left( 12.111 \times 10^{-3} - \frac{4.404 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.433 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} \Rightarrow 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2.86\text{cm}^2 \geq 0.433 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifier.}$$

- **Vérification de la jonction table-nervure :** **BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.55 - 0.10}{2} \Rightarrow b_1 = 0.225\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{12.111 \times 10^{-3} \times 0.225}{0.9 \times 0.18 \times 0.55 \times 0.04} \Rightarrow \tau_u = 0.764\text{MPa} \Rightarrow \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de compression de béton.

Etat limite de déformation.

**Etat limite d'ouverture des fissures :** **CBA93 (Article B.6.3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

**Etat limite de compression de béton**

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

- **En travée :**

**Position de l'axe neutre**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$$

$$\Rightarrow H = \frac{0.55 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 0.053\text{m}$$

$H = 0.053\text{m} > 0 \Rightarrow$  Axe neutre passe par la table  $\Rightarrow$  vérification des contraintes pour une section rectangulaire.

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

**Position de l'axe neutre :**

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

$$27.5y^2 + 31.05y - 558.9 = 0$$

$$Y = 3.98 \text{ cm}$$

**Calcul de moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{55}{3} (3.98)^3 + 15 \times 2.07 (14.02)^2$$

$$I = 7518.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.146 \times 10^{-3}}{7416.74 \times 10^{-8}} \times 3.98 \times 10^{-2} = 2.76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.76 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

- **En appuis :**

**Position de l'axe neutre :**

$$M_a < 0 \Rightarrow b_0 \times h.$$

$$Y = 5.45 \text{ cm} \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.28 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Vérifier}$$

**Etat limite de déformation (vérification de la flèche)**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0625 < 0.08 \quad \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Il faut passer à la vérification de la flèche.

Pour notre cas :  $l = 320 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$

La flèche totale est définie d'après le BAEL9 (Art B.6.5.2) comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{320}{500} = 0.64cm$$

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

$f_{ij}$  : 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

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

$$M_{jser} = K \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$\text{Avec } K = \frac{M_{tELS}}{M_{0ELS}} = 0.8$$

$$M_{gser} = K \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = K \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

### Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$Y = 4.41 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} \quad y_G = 6.37cm$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{3} + b_0 \times h \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b-b_0)h_0 \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b-b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d-y_G)^2$$

$$I_0 = 36488.04 \text{ cm}^4$$

$$A = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.07}{55 \times 17} = 0.00221$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

### Contraintes :

$\sigma_s$  : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

Inerties fictives ( $I_f$ ) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}}; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}}; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}}; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.73 = 4.374 \text{ KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.73 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 5.024 \text{ KN} / m$$

$$M_{jser} = 0.8 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.8 \times \frac{1.852 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 1.90 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.8 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.8 \times \frac{4.374 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 4.48 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.8 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.8 \times \frac{5.024 \times 3.2^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 5.14 \text{KN.m}$$

$$Y = 4.41 \text{cm}$$

$$I = 7518.7 \text{cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.60}{0.60}) \times 0.0019} \Rightarrow \lambda_i = 3.65$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.65 \Rightarrow \lambda_v = 1.46$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{1.90 \times (0.18 - 0.0441) \times 10^{-3}}{7518.7 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 51.21 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.48 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0441)}{7518.7 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 121.46 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{5.14 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0441)}{7518.7 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 139.357 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 52.21 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.1836 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 121.46 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.52 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 139.357 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.57 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 36488.04}{1 + (3.65 \times 0.1836)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 24032.02 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 36488.04}{1 + (3.65 \times 0.52)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 13849.84 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{iP}} = \frac{1.1 \times 36488.04}{1 + (3.65 \times 0.57)} \Rightarrow I_{f_{iP}} = 13029.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 36488.04}{1 + (1.46 \times 0.52)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 22815.39 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{1.90 \times 10^{-3} \times 3.2^2}{10 \times 32164.2 \times 24032.02 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 2.52 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.48 \times 10^{-3} \times 3.2^2}{10 \times 32164.2 \times 13849.84 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 4.37 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{5.14 \times 10^{-3} \times 3.2^2}{10 \times 32164.2 \times 13029.33 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 12.56 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{5.14 \times 10^{-3} \times 3.2^2}{10 \times 10721.4 \times 22815.39 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 21.52 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.002152 - 0.000252 + 0.001256 - 0.000437 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0027 \text{ m}$$

$\Delta f = 0.27 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.64 \text{ cm}$  ..... C'est vérifié.

**Tableau 3.11 : calcul des sections de ferrailage de poutrelles**

Plancher		Etage courant	RDC	sous-sol	Plancher terrasse accessible
Travées	M(KN.m)	12.546	13.830	22.095	8.541
	$\mu_{bu}$	0.0497	0.0548	0.0875	0.0338
	$\alpha$	0.0637	0.0705	0.1147	0.0430
	Z(m)	0.1754	0.1749	0.1717	0.1769
	At (cm)	2.0563	2.2730	3.24	1.3881
Appuis Intermédiaires	M(KN.m)	9.845	11.974	17.296	5.115
	$\mu_{bu}$	0.1787	0.2174	0.3140	0.0929
	$\alpha$	0.2480	0.3102	0.4876	0.1220
	Z(m)	0.1621	0.1577	0.1449	0.1712
	At (cm)	1.7457	2.1835	2.49	0.8589



Appuis de rives	M(KN.m)	1.867	2.272	3.913	1.53
	$\mu_{bu}$	0.0339	0.0412	0.0710	0.0278
	$\alpha$	0.0431	0.0527	0.0922	0.0352
	Z(m)	0.1769	0.1762	0.1734	0.1775
	At (cm)	0.3034	0.3707	0.52	0.2608

### Choix des barres de ferrailages et vérifications du cisaillement :

**Tableau 3.12 : choix des barres d'armature et vérification au cisaillement**

Type de plancher	en travées cm <sup>2</sup>	appuis int KN.m	Appuis de rives KN.m	Vmax KN	$\tau_u$ (MPA)	$\tau_u$ MPA
Etage courant	2HA10+1HA12=2.7	1HA10+1HA12=1.92	1HA10=0.79	16.275	0.904	3.33
RDC	2HA12+1HA10= 3.05	2HA12=2.26	1HA12=1.13	19.019	1.060	3.33
Sous-sol	3HA12=3.39	2HA10+1HA12=2.70	1HA12=1.13	25.880	1.440	3.33
terrasse accessible	3HA8=1.51	2HA8=1.01	1HA8=0.50	14.066	0.781	3.33

- **Etats limites de compression du béton :**

**Tableau 3.13 : vérification aux états limites de compression de béton**

Plancher	Travées				Appuis				$\sigma_{bc}$ (MPA)
	Mt (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	Ma (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPA)	
Etages courants	9.093	9049.801	15	4.500	7.058	6065.761	7.4	8.610	15
RDC	9.925	9990.46	15	4.712	8.477	7474.625	7.582	8.600	15
Sous sol	15.522	13578.873	15	6.536	12.024	10608.777	8.021	9.091	15
Terrasse accessible	6.134	5547.871	15	3.825	3.674	4214.151	6.313	5.503	15

- **Etat limite de déformation**

**Tableau 3.14 : vérification aux états limite de déformation**

PLINCHER	Etages courant	RDC	Sous sol	T accessible
$M_j$ (KN.m)	2.877	2.877	2.877	1.334
$M_g$ (KN.m)	5.2650	5.265	5.265	2.959
$M_p$ (KN.m)	6.771	7.781	10.313	4.133
$P$	0.015	0.017	0.025	0.008
$\Delta_i$	2.750	2.434	1.642	4.917

$A_v$	1.100	0.973	0.657	1.966
$Y (cm)$	4.464	4.703	5.542	3.460
$I \times 10^{-5} (m^4)$	9.051	9.996	13.643	5.548
$ostj (Mpa)$	64.540	57.410	39.410	52.433
$ostg (Mpa)$	118.106	105.058	72.118	116.329
$ostp (Mpa)$	151.899	155.263	141.258	162.464
$M_j$	0.385	0.386	0.393	0.048
$M_g$	0.510	0.601	0.650	0.389
$M_p$	0.672	0.710	0.775	0.513
$I0 \times 10^{-4} (m^4)$	1.8057	1.8645	2.0967	1.5941
<u>Sous j</u>				
$Ifi \times 10^{-5} (m^4)$	9.652	10.566	14.010	14.199
$Ifv \times 10^{-5} (m^4)$	13.957	14.901	18.326	16.029
<u>Sous g</u>				
$Ifi \times 10^{-5} (m^4)$	7.496	8.323	11.551	6.032
$Ifv \times 10^{-5} (m^4)$	11.966	12.935	16.49	9.947
<u>Sous p</u>				
$Ifi \times 10^{-5} (m^4)$	6.972	7.524	10.151	4.975
$Ifv \times 10^{-5} (m^4)$	11.418	12.134	15.286	8.725
$Ev (Mpa)$	10818.866	10818.866	10818.866	10818.866
$Ei (Mpa)$	32456.597	32456.597	32456.597	32456.597
$fgv (mm)$	8.984	8.312	6.520	2.816
$fji (mm)$	2.029	1.853	1.398	0.296
$fpi (mm)$	6.614	7.038	6.915	2.621
$fgi (mm)$	4.781	4.305	3.102	1.5479
$f (mm)$	8.785	9.191	8.934	3.592
$f' (mm)$	9.4	9.4	9.4	6.4

- Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau 3.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
R.D.C			
Sous-sol			
Terrasse accessible			
Terrasse inaccessible			

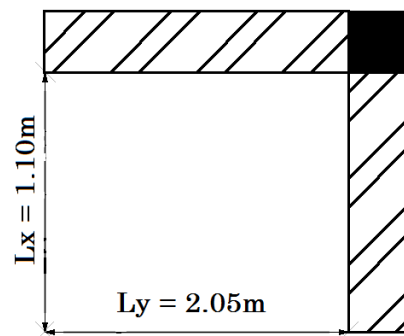
Plancher à dalle pleine

- Dalle pleine sur deux appuis (RDC au 9<sup>ème</sup> étages)

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

$L_x = 110\text{cm}$  ;  $L_y = 205\text{cm}$



1. Evaluation des charges

$$G = 5,86 \text{KN/m}^2, \quad Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

$$\underline{\text{A l'ELU}} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 10.16 \text{KN/m}$$

$$\underline{\text{A l'ELS}} : P_S = G + Q = 7.36 \text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{205} = 0.54 \Rightarrow \rho > 0.4$$

→ La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .

## 2. Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.54$

-Calcul des moments : De tableau on tire les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  qui correspondent à  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.54$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 1.116 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.279 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

### Moment en travée (la dalle est un panneau intermédiaire)

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times M_{ox} = 0.75 \times (1.116) = 0.837 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{oy} = 0.75 \times (0.279) = 0.209 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{BAEL 91 (calcul des dalles pleines)}$$

### Moment en appuis (appuis intermédiaire)

$$\begin{cases} M_x^a = -0.5 \times M_{ox} = -0.5 \times (1.116) = -0.558 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0.5 \times M_{oy} = -0.5 \times (0.279) = -0.1395 \text{KN.m} \end{cases}$$

### Calcul de la section d'armatures :

Le calcul fait à la flexion simple pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.14) \text{m}^2$ .

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{cm})$

### En travée

- Sens xx

$d_x = 12\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times dx^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.837 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0041 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.005; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.119m$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{0.837 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A_t = 0.20cm^2$$

- Sens yy

$$dy = 11cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times dy^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.209 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0012 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0015 ; Z = 0.11m$$

$$A_t = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{0.209 \times 10^{-3}}{348 \times 0.11} \Rightarrow A_t = 0.054cm^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times dx^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.558 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0027 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0034 ; z = 0.119m$$

$$A_t = \frac{M_a^x}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{0.558 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} \Rightarrow A_t = 0.13cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

- Sens xx

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.54}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.38cm^2$$

- Sens y-y :

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures**

On a FN  $\Rightarrow$  :  $S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(2e, 25\text{cm})$  on opte pour  $s_t = 25\text{cm}$

• **Récapitulation des résultats**

**Tableau 3.16 : Ferrailage de la dalle**

En travée								
Sens	M <sub>U</sub> (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X	0.837	0.0041	0.005	0.119	0.20	1.38	4HA8=2.01	25
Y	0.209	0.0012	0.0015	0.110	0.054	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis								
X et Y	-0.558	0.0027	0.0034	0.119	0.13	1.38	4HA8=2.01	25

**3. Vérification de cisaillement**

$$V_x = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{10.16 \times 1.10}{2} \times \frac{2.05^4}{1.10^4 + 2.05^4} = 5.16 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{10.16 \times 2.05}{2} \times \frac{1.10^4}{1.10^4 + 2.05^4} = 0.80 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{5.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_U = 0.043 \text{ MPa} < \frac{0.07}{1.5} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

**Vérification à l'ELS**

**Calcul à L'ELS** : pour  $\nu = 0.2$  et  $\rho = 0.54$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x P_s L_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0948 \times 7.36 \times 1.10^2 = 0.84 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.4050 \times 0.84 = 0.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées**

$$M_t^x = 0.75 M_0^x \Rightarrow M_t^x = 0.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0.25 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5M_0^x = -0.42 \text{ KN.m}$$

**Etat limite de compression de béton**

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

**Travée // L<sub>x</sub>:**

**Calcul de y :**

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

$$\frac{1}{2} \times y^2 + (15 \times 2.01 \times 10^{-4})y - (15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.12) = 0$$

$$0.5y^2 + 3.015 \times 10^{-3}y - 3.618 \times 10^{-4} = 0 \Rightarrow \text{On trouve : } y = 0.024 \text{ m}$$

**Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{1}{3} \times 0.024^3\right) + (15 \times 2.01 \times 10^{-4}) \times (0.12 - 0.024)^2$$

$$I = 3239.424 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.63 \times 0.024}{3239.424 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.47 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**Vérification de l'état limite d'ouverture de fissure :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$**

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y); \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max \left( 240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.63}{3239.424 \times 10^{-5}} (0.12 - 0.024) \Rightarrow \sigma_{st} = 28 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa}$$

**Travée // L<sub>y</sub>:**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d_y = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + (15 \times 2.01 \times 10^{-4})y - (15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.11) = 0$$

$$0.5y^2 + 3.015 \times 10^{-3}y - 3.361 \times 10^{-4} = 0; \text{ On trouve } \Rightarrow y = 0.023 \text{ m}$$

Calcul de I :

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 0.023^3\right) + (15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.11 - 0.023)^2) \Rightarrow I = 2687.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.25 \times 0.023}{2687.62 \times 10^{-5}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Vérification de l'état limite d'ouverture de fissure :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.25}{2687.62 \times 10^{-5}} (0.11 - 0.023) = 12.14 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

Tableau 3.17 : vérification des contraintes à L'ELS

En travée								
Sens	Ms(KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	d(m)	y(m)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
X	0.63	2.01	0.12	0.024	3239.424	0.47	28	15
Y	0.25	2.01	0.11	0.023	2687.62	0.21	12.14	15
En appuis								
X et Y	-0.42	2.01	0.12	0.024	3239.424	0.31	18.67	15

Vérification de la flèche

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

Sens xx :

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.127 > 0.038 \dots \dots \dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0016 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Sens yy :

$$1. \frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.068 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$



Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Schéma de ferrailage**

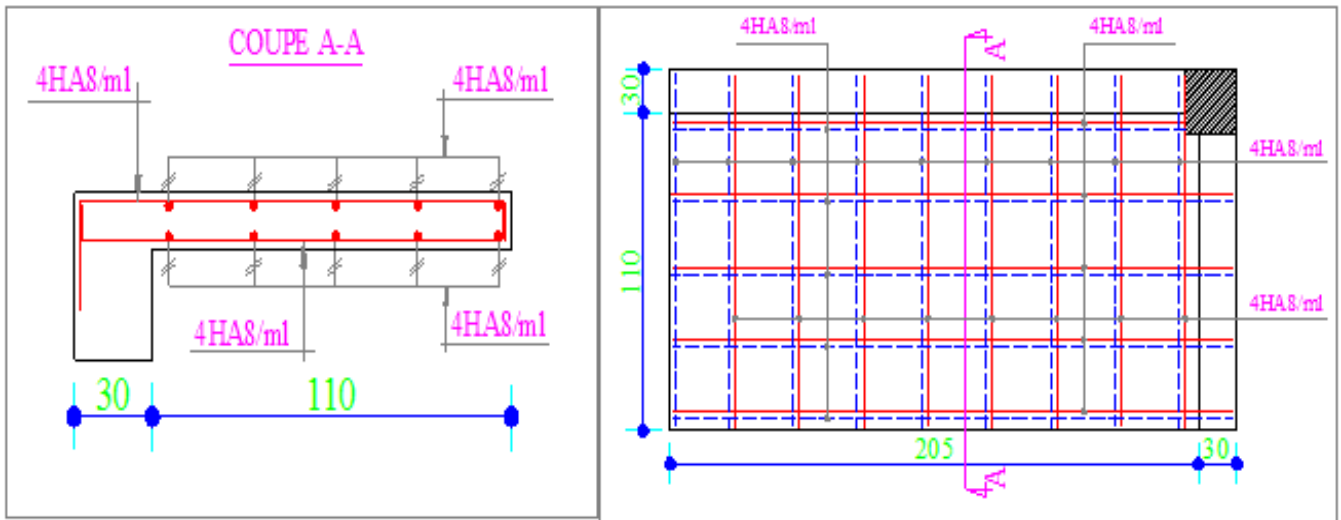


Figure 3.1 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis

➤ **Dalle sur deux appuis (balcon)**

$D_{dp} = 5.86 \text{ KN/m}^2$        $Q_{balcon} = 3.5 \text{ KN/m}^2$

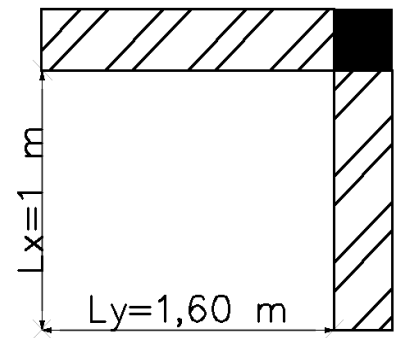
**A L'ELU**    $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 13.161 \text{ KN/m}^2$

**A L'ELS**    $P_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}^2$

Les calculs seront fait pour une bondes de 1 ml .

$P_u = 13.161 \text{ KN/m}$

$P_s = 9.36 \text{ KN/m}$



**Tableau 3.18 : ferrailage de la dalle**

En travée								
Sens	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A. Calculé /ml	Amin	A. Adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X	0.884	0.0043	0.0107	0.119	0.21	1.33	4HA8=2.01	25
Y	0.285	0.0017	0.0121	0.109	0.1	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis								
X et Y	0.312	0.0015	0.002	0.119	0.1	1.33	4HA8=2.01	25

• **Espacement des barres**

FPN       $St \leq \min (2e; 25\text{cm})$        $St = 25 \text{ cm}$

**Vérification du cisaillement deux sens donc**

La dalle travaille dans le deux sens donc :

$$V_x = (PL_x / 2) \times (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) = (13.161 \times 1/2) \times (1.6^4 / (1^4 + 1.6^4)) = 5.71 \text{ KN.}$$

$$V_y = (PL_y / 2) \times (L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4)) = (13.161 \times 1.6/2) \times (1^4 / (1^4 + 1.6^4)) = 1.39 \text{ KN.}$$

**BAEL 91 (calcul des dalles pleines)**

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0.047 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \tau < \bar{\tau}$$

- **Vérification a l'ELS**

Etat limite de compression du béton et ouvertures de fissurations

**Tableau 3.19 : Vérification de l'état de compression de béton**

En travées									
Sens	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)
X	0.6715	2.01	12	2.4	3239.424	0.50	15	29.85	201.63
Y	0.331	2.01	11	2.3	2687.62	0.28	15	16	201.63
En appuis									
X et Y	0.117	2.01	12	2.4	3239.424	0.086	15	5.20	201.63

- **Verification de la fleche**

**Sens XX**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}} \quad \text{Donc} \quad 0.14 > 0.0425 \dots \text{vérifié} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{Donc} \quad 0.0017 < 0.0050 \dots \text{vérifié}$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Sens YY'**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ty}}{20 \times M_{0y}} \quad \text{Donc} \quad 0.0875 > 0.042 \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{Donc} \quad 0.0016 < 0.005 \dots \text{vérifié}$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## Schéma de ferrailage

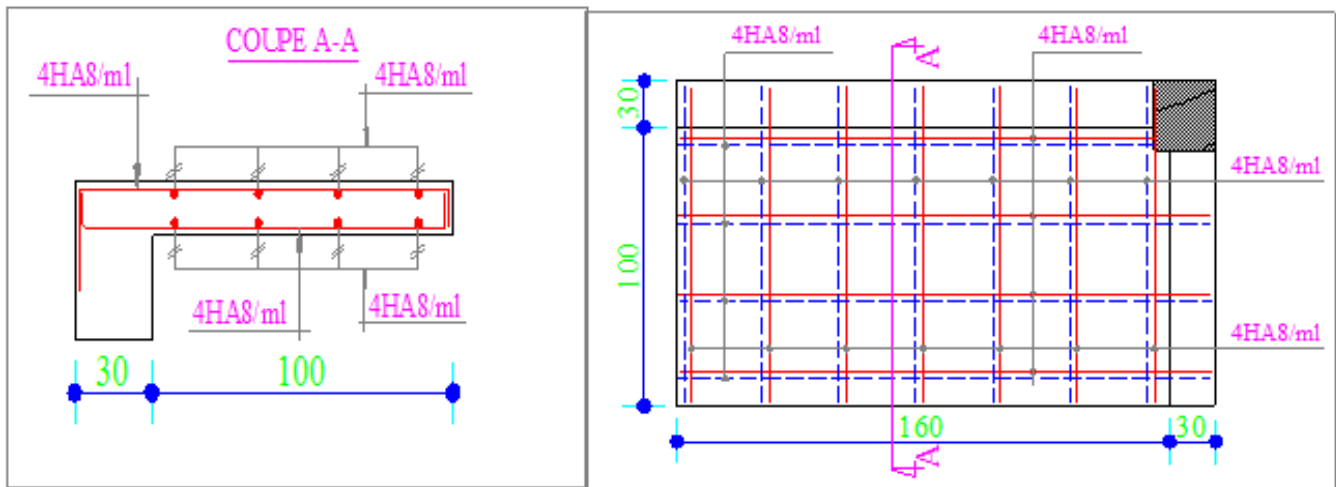


Figure 3.2 : Ferrailage de la dalle sur deux appuis

## ➤ Dalle sur trois appuis (6et 7eme étage)

$$D_{dp} = 5.86 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{balcon}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L ELU} \quad P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 13.161 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L ELS} \quad P_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}^2$$

Les calculs seront fait pour une bondes de 1 ml

Donc :

$$P_u = 13.161 \text{ KN/m} \quad P_s = 9.36 \text{ KN/m}$$

$$\text{On a: } l_y = 470 \text{ cm} > \frac{l_x}{2} = 87.5 \text{ cm}$$

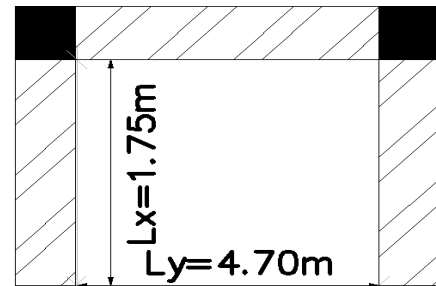
$$M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6}$$

$$M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{470} = 0.372 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans le sens xx.

**BAEL 91(calcul des dalles pleines)**



**Calcul à l'ELU :**

$M_{0x} = 47.69 \text{ KN.m}$  donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times 47.69 = 40.54 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0.4 \times 47.69 = -19.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde de  $(1 \times 0.14) \text{ m}^2$

**Ferraillage de la dalle :****Tableau 3.20 : Ferraillage de la dalle**

En travée								
sens	Mu(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A. Calculé /ml	Amin	A. Adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X	40.54	0.199	0.28	0.11	10.94	1.45	10HA12=11.31	10
En appuis								
X	19.08	0.0935	0.123	0.114	4.810	11.45	4HA14=6.16	10

**Calcul de l'espacement des armatures :**

FPN donc //L<sub>x</sub> :  $st = 100/10 = 10 \leq \min(3e; 33\text{cm})$  ; on opte pour  $St = 10\text{cm}$

// Ly : mettre des aciers de construction

$$A_t^y = \frac{A_x}{4} = \frac{11.31}{4} = 2.827 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A_t^y = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_U = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{13.161 \times 1.75}{2} = 11.516 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.096 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left[ \frac{0.2}{\gamma_b} f_c 28; 5 \right] \text{ Mpa} = 3.33 \text{ Mpa} \quad \tau_u < \bar{\tau}$$

**Vérification à l'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 25.845 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = -0.4 \times 25.845 = 10.34 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 0.85 \times 25.845 = 21.97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**BAEL 91 (calcul des dalles pleines)**

## Etat limites de compression du béton

Tableau 3.21 : Vérification des contraintes à L'ELS

En travées							
Ms(KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	Remarque
21.97	11.31	12	4.91	12437.67	8.65.	15	vérifié
En appuis							
10.34	6.16	12	4.54	13156.64	3.57	15	vérifié

- Vérification de la flèche

Sens XX :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Donc} \quad \frac{0.14}{1.75} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Donc} \quad \frac{11.31}{100 \times 12} = 0.0094 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## Schéma de ferrailage

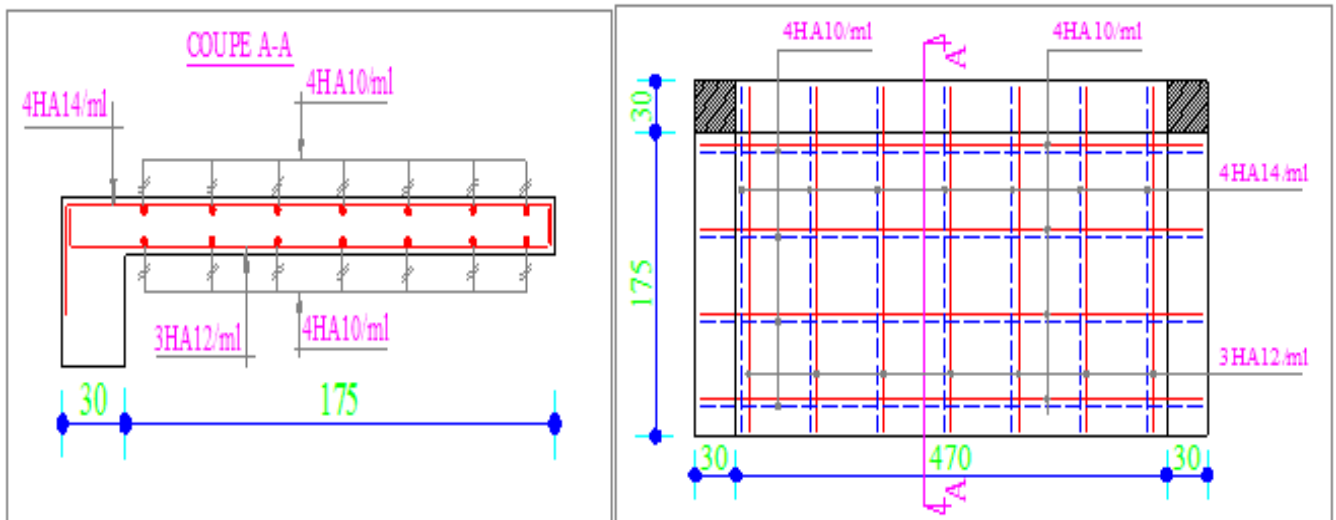
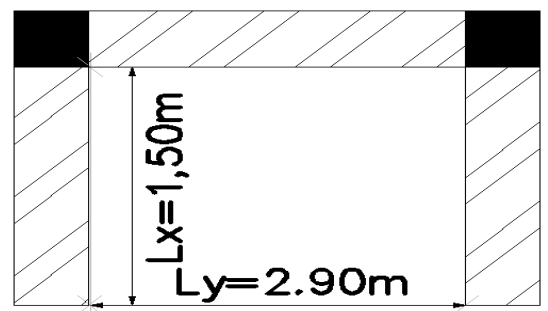


Figure 3.3 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis

➤ Dalle sur trois appuis (interne) ; étage 8



## Ferrailage de la dalle

**Tableau 3.22 : ferrailage de la dalle**

En travées								
sens	L(m)	$\rho$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_U(\text{KN.m})$	A. Calculé (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A. adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
X	1.5	0.517	10.32	8.78	2.15	1.39	4HA10=3.14	25
Y	2.9	0.517	5.7	4.84	1.45	1.12	3HA8=1.51	33
En appuis								
X	1.5	0.517	10.32	4.13	1.45	1.39	3HA8=1.51	25
Y	2.9	0.517	5.7	2.28	1.45	1.12	3HA8=1.51	33

### Calcul de l'espacement des armatures

FPN donc //L<sub>x</sub>: st=100/4=25 ≤ min (3e: 33cm)      St=25 cm

FPN donc //L<sub>y</sub>: st=100/3=33.33 ≤ min (4e: 45cm)      St=33.33cm

### Vérification de l'effort tranchant

La dalle travaille dans les deux sens donc :

$$V_x = (PL_x / 2) \times (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) = (10.16 \times 1.5 / 2) \times (2.9^4 / (1.5^4 + 2.9^4)) = 7.11 \text{ KN}$$

$$V_y = (PL_y / 2) \times (L_x^4 / (L_y^4 + L_x^4)) = (10.16 \times 2.9 / 2) \times (1.5^4 / (1.5^4 + 2.9^4)) = 0.98 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0.06 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau}$       Pas de risque de cisaillement.

### BAEL 91(calcul des dalles pleines)

- Vérification à l'ELS

$$M_{0x} = 7.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times 7.48 = 6.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.4 \times 7.48 = 2.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 4.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 4.13 = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.4 \times 4.13 = 1.65 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.23 : ferrailage de la dalle

En travées								
Sens	Ms(KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Remarque
X	6.36	3.14	12	2.92	4713.128	3.94	15	vérifié
Y	3.51	1.51	12	2.11	2528.567	2.93	15	vérifié
En appuis								
X	2.99	1.51	12	2.86	4731.25	1.81	15	vérifié
Y	2.99	1.51	12	2.010	2531.16	2.37	15	vérifié

- Vérification de la flèche

Sens XX

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t \times}{20 \times M_0 X} \quad \text{Donc} \quad 0.0933 > 0.0425 \dots \dots \text{vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{Donc} \quad 0.0026 < 0.0050 \dots \dots \text{vérifié.}$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## Schéma de ferrailage

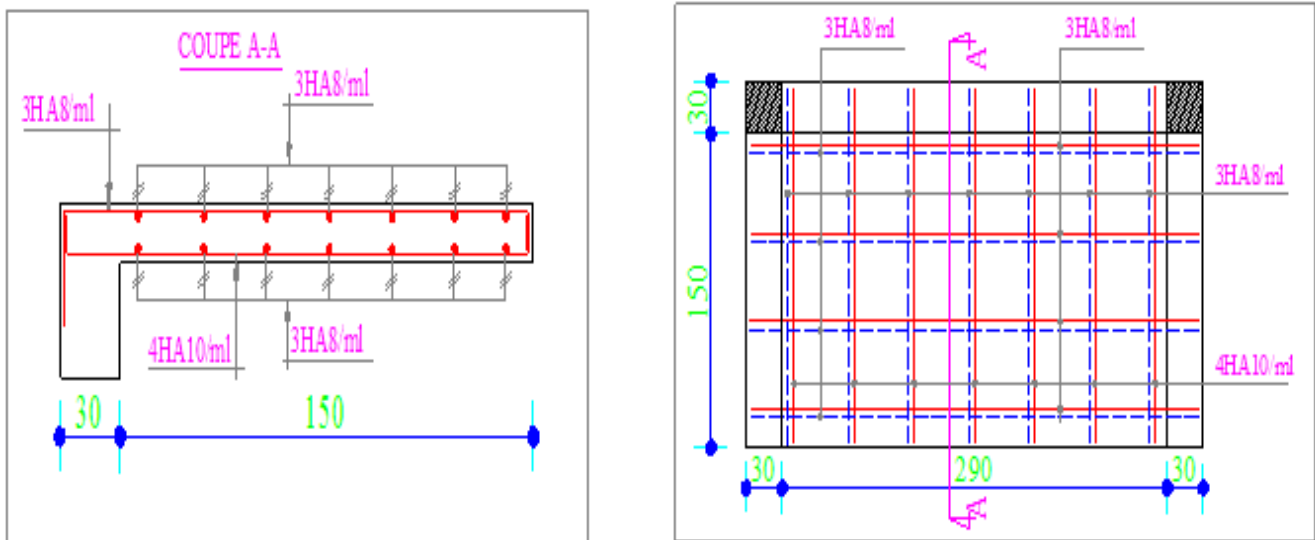


Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

### 3.1.2. Etude des escaliers

#### 3.1.2.1. Etude de l'escalier type 1 (à deux volées)

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur de deux appuis uniformément chargée. L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges.

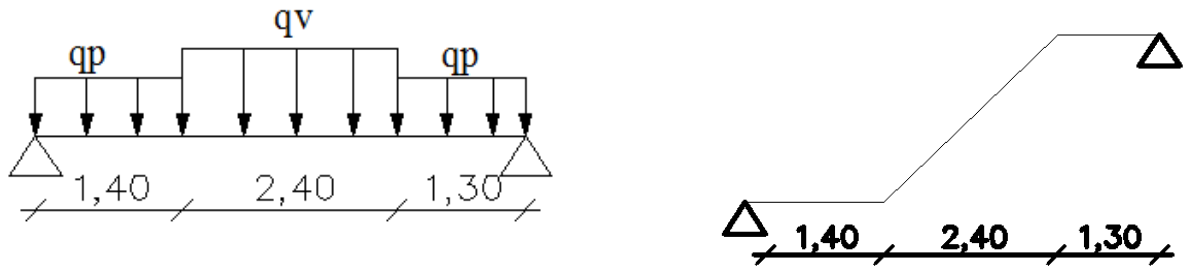


Figure 3.5 : Schéma statique de l'escalier

Ce type d'escalier est composé de :

Palier d'épaisseur : 20cm.

Volée d'épaisseur : 20cm.

Avec :

$G_v$  : poids propre de la volée.

$G_p$  : poids propre de palier.

➤ Volée1 = volée 2

On a:  $G_v = 9.487 \text{ KN/m}^2$ ;

$G_p = 6.36 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

#### Combinaison des charges

ELU :  $q_v = 1.35G + 1.5Q = 16.56 \text{ KN/m}$

$q_p = 1.35G + 1.5Q = 12.34 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_v = G + Q = 11.987 \text{ KN/m}$

$q_p = G + Q = 8.86 \text{ KN/m}$

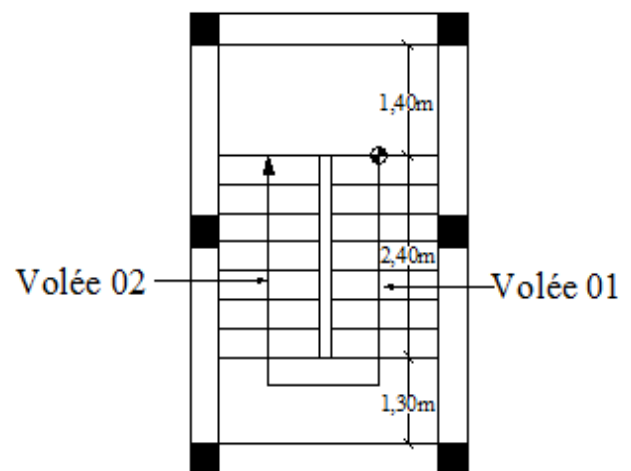


Figure3.6 : Escalier à deux volée



➤ **Les sollicitations**

• **L'ELU :**

**Par la méthode RDM on trouve :**

$$R_A = 36.43KN$$

$$R_B = 36.632KN$$

$$M_0 = 53.77KN.m$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0 = 40.33KN.m$$

$$M_a = -0.5M_0 = -26.885KN.m$$

$$V_{ELU} = 36.632KN$$

• **L'ELS :**

Après calcul on trouve :

$$R_A = 26.27KN$$

$$R_B = 26.42KN$$

$$M_0 = 38.94KN.m$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0 = 29.205KN.m$$

$$M_a = -0.5M_0 = -19.47KN.m$$

$$V_{ELS} = 26.42KN$$

**1. Calcul de ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

Avec :

En travée :  $M_t = 40.33KN.m$

En appuis :  $M_a = 26.885KN.m$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100cm. \\ d = 18 cm. \\ h = 20 cm. \end{array} \right.$$

Les calculs de ferrailage sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3.24 : Résumé des résultats de ferrillage

	$M (KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{adpt} (cm^2/ml)$
En travée	40.33	0.087	0.113	0.172	6.74	6HA12=6.79
En appuis	26.885	0.058	0.075	0.175	4.41	6HA10=4.71

## 2. Vérification à L'ELU

### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

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

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{36.632 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.203MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa \quad \text{BAEL99 art (A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0.167MPa < 1.16MPa \Rightarrow$  Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- Calcul des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70cm^2/ml \quad \text{on choisie : 4HA8 = 2.01cm}^2/ml$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18cm^2/ml \quad \text{on choisie : 4HA8 = 2.01cm}^2/ml$$

- Espacement des barres

Armatures principes:  $S_t \leq (3 \times h; 33)cm \Rightarrow S_t = 20cm.$

Armatures de repartition:  $S_t \leq (3 \times h; 33)cm \Rightarrow S_t = 20cm.$

### 3. Verification 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 de béton**

**Tableau 3.25 : vérification de l'état limite de compression de béton**

	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	29.205	5.12	21370.27	6.99	15	Vérifiée
En appui	19.47	4.38	15906.81	5.36	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifiées sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.039 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0038 < 0.01 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

La 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée donc on procède à la vérification de la flèche.

**Tableau 3.26 : Vérification de la flèche pour la volée**

	Volée
A(cm <sup>2</sup> )	5.65
$q_{jser}$ (KN/m)	9.12
$q_{gser}$ (KN/m)	7.83
$q_{pser}$ (KN/m)	10.337
$M_{jser}$ (KN.m)	29.99
$M_{gser}$ (KN.m)	25.45
$M_{pser}$ (KN.m)	33.61
$f_{gv}$ (mm)	14.392
$f_{gq}$ (mm)	19.477
$\Delta f_t$ (mm)	8.488

$\bar{f}$ (mm)	10.1
$\Delta f_t < \bar{f}$	vérifiée

• Schéma de ferrailage

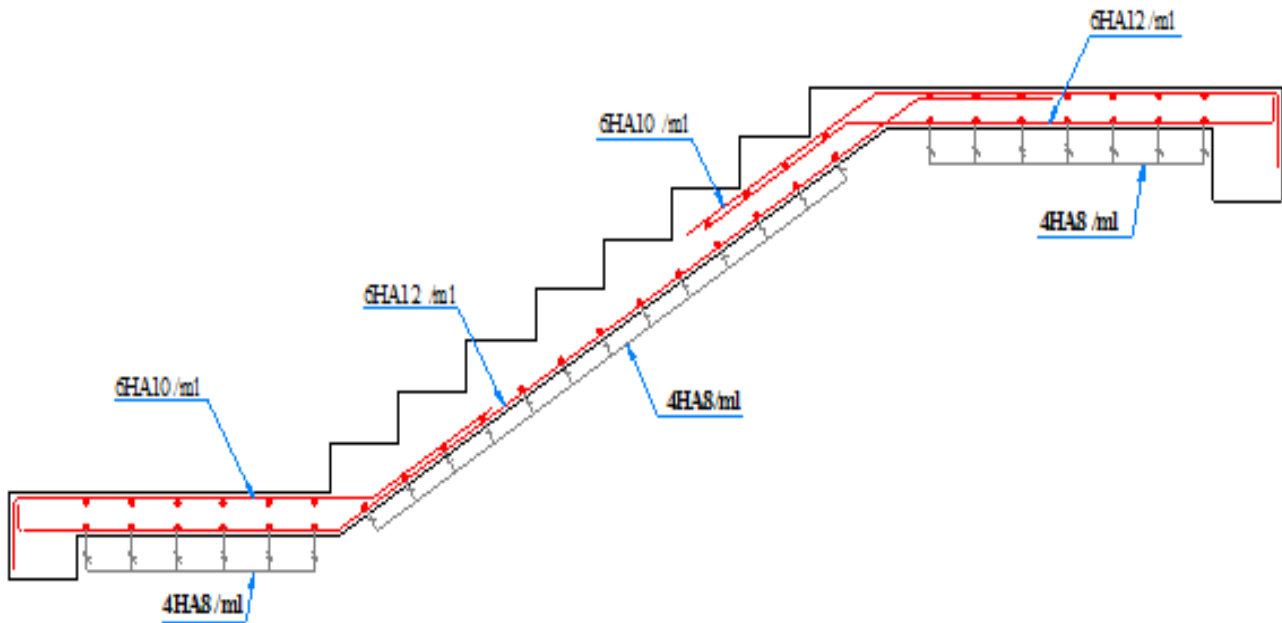


Figure 3.7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

3.1.2.2. Etude de l'escalier type 2 (a une seul volée au niveau du RDC)

1. Volée

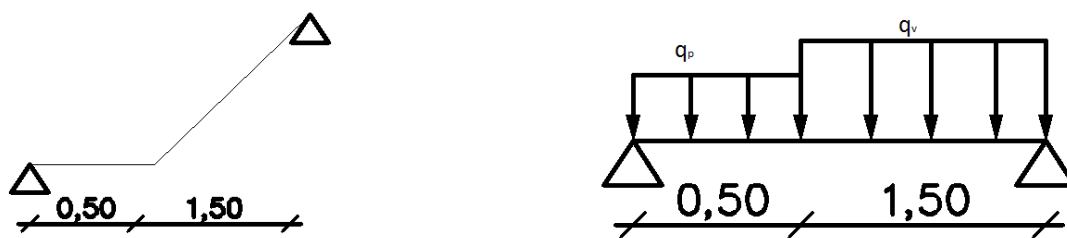


Figure 3.8 : Schéma statique de l'escalier

Palier d'épaisseur : 12cm.

Volée d'épaisseur : 12cm.

On a :  $G_v = 7.121 \text{KN/m}^2$ ;  $G_p = 4.86 \text{KN/m}^2$ ;

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

**Combinaison de charge**

**L'ELU :**

$$q_v = 1.35G + 1.5Q = 13.36 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 1.35G + 1.5Q = 10.31 \text{ KN/m}$$

**ELS :**

$$q_v = G + Q = 9.62 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}$$

➤ **Les sollicitations**

• **L'ELU :**

**Par la méthode RDM on trouve :**

$$R_A = 13.35 \text{ KN}$$

$$R_B = 14.94 \text{ KN}$$

$$M_0 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0 = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -4.32 \text{ KN.m}$$

$$V_{ELU} = 14.94 \text{ KN}$$

• **L'ELS :**

Après calcul on trouve :

$$R_A = 9.57 \text{ KN}$$

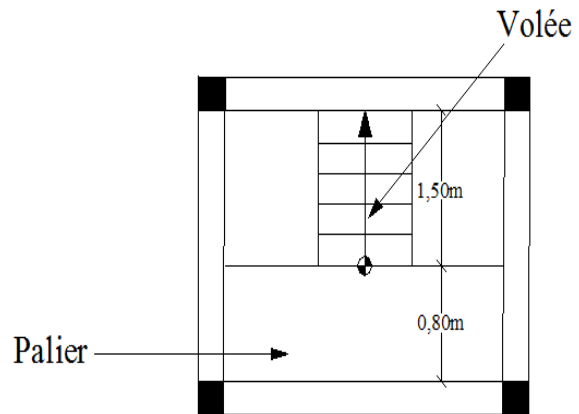
$$R_B = 10.75 \text{ KN}$$

$$M_0 = 6.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 0.75M_0 = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -3.14 \text{ KN.m}$$

$$V_{ELS} = 10.75 \text{ KN}$$



3.9 : Escalier à une seule volée

### 1. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h).

Avec :

En travée :  $M_t = 6.48 \text{ KN.m}$

En appuis :  $M_a = 4.32 \text{ KN.m}$

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 10 \text{ cm.} \\ h = 12 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.27 : Résumé des résultats de ferrailage**

	$M (\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adpt} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	6.48	0.046	0.056	0.098	1.9	5HA10=3.93
En appuis	4.32	0.03	0.038	0.098	1.26	5HA10=3.93

### 4. Vérification à L'ELU

#### Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

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

#### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{14.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.149 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL99 art (A.5.2.2)}$$

$\tau_u = 0.149 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Calcul des armatures de répartition**

En travée :  $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisie : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  on choisie : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml

- **Espacement des barres**

Armatures principes:  $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de repartition:  $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$ .

## 5. Verification à L'ELS

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

- **Vérification de l'état limite de compression de béton**

Tableau 3.28 : vérification de l'état limite de compression de béton

	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	6.48	2.3	2504.43	5.95	15	Vérifiée
En appui	4.72	2.3	2504.43	4.33	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Les conditions à vérifiées sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow h/l = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = 0.0024 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

La 1<sup>er</sup> condition n'est pas vérifiée danc on procède à la vérification de la flèche.

Tableau 3.29 : Vérification de la flèche pour la volée

	Volée
$A(\text{cm}^2)$	2.36
$q_{jser} (\text{KN/m})$	3.76
$q_{gser} (\text{KN/m})$	6.35
$q_{pser} (\text{KN/m})$	8.84
$M_{jser}(\text{KN.m})$	2.5
$M_{gser}(\text{KN.m})$	4.2
$M_{pser}(\text{KN.m})$	5.85
$f_{gv}(\text{mm})$	1.494
$f_{gq}(\text{mm})$	2.472
$\Delta f_t(\text{mm})$	2.231
$\bar{f}(\text{mm})$	4.6
	$\Delta f_t < \bar{f}$ vérifiée

### Schéma de ferrailage

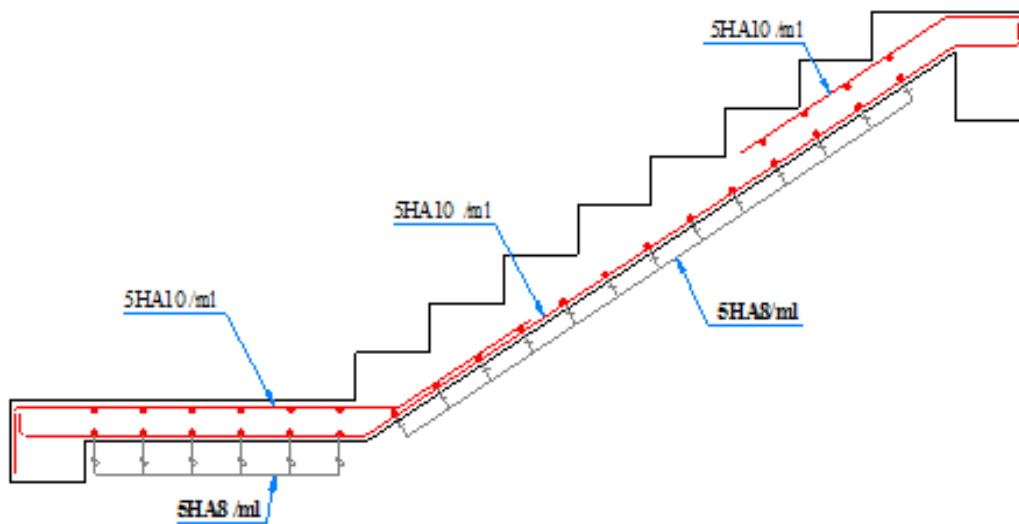


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier



### 3.1.3. Etude de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux
- Une charge d'exploitation horizontale égale 1 KN/ml due à la main courante
- Une force horizontale  $F_p$  (sismique)

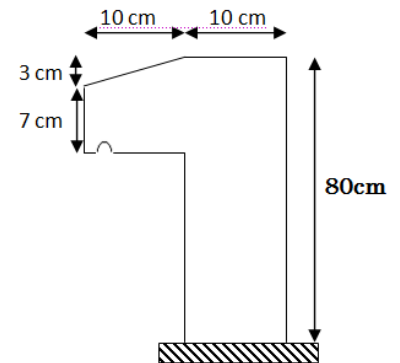


Figure 3.11 : Coupe transversal de l'acrotère

L'acrotère sera étudié en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable. Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Les dimensions de l'acrotère sont :

$$S = (10 \times 80) + (3 \times 10 / 2) + (7 \times 10)$$

$$S = 885 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Evaluation des charges et surcharges

Charge d'exploitation  $Q=1\text{KN}$

Poids propre :  $G_1 = 25 \times 0.0885 \times 1 = 2.21 \text{ KN}$

Poids d'enduit de ciment intérieur ( $e=0.02 \text{ m}$ ) :  $G_2 = 0.02 \times 20 \times 0.80 \times 1 = 0.32 \text{ KN}$

Poids d'enduit de ciment extérieur ( $e=0.02 \text{ m}$ ) :  $G_3 = 0.015 \times 20 \times 0.80 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$

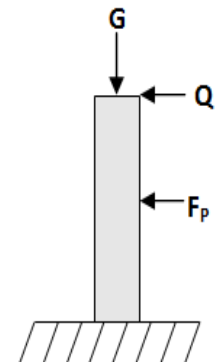
Poids total:  $W_P = G_1 + G_2 + G_3 = 2.77 \text{ KN}$

La force sismique  $F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$  **RPA99 (article 6.2.3)**

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés. (Groupe d'usage 2. Zone IIa .Bejaia . $A=0.15$ )

**$C_P$**  : Facteur de force horizontale  $C_P=0.8$  (TAB. 6.1 du RPA99).

**$W_P$**  : poids de l'acrotère



Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.77 = 1.33 \text{ KN}$$

Le centre de gravité de la section est : G (X<sub>g</sub>; Y<sub>g</sub>)

$$\frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(80 \times 10 \times 5) + (7 \times 10 \times 15) + (0.5 \times 10 \times 3 \times 13.33)}{885} = 5.93 \text{ cm}$$

$$\frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(80 \times 10 \times 40) + (7 \times 10 \times 73.5) + (0.5 \times 10 \times 3 \times 78)}{885} = 43.29 \text{ cm}$$

### Calcul des sollicitations

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2.77 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \text{ KN} \\ N_{FP} = 0 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.80 = 0.8 \text{ KN.m} \\ M_Q = F_p \times Y_g = 1.33 \times 0.4329 = 0.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### ▪ Les combinaisons d'actions

**Tableau 3.30 : combinaison de calcul**

Combinaisons de charges	ELU		ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.77	3.74	2.77
M (KN.m)	1.37	1.2	0.8

### Calculs de l'excentricité à l'ELU

$$N_u = 2.77 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.37 \text{ KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites aux centres de gravité de la section en béton armé et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.74} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.80}{6} = 0.13 \text{ m} ; \text{ donc } e_0 > \frac{H}{6}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. La section est partiellement comprimée (S.P.C). Donc on se ramène à un calcul en flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

(BAEL99/art A.4.4) tel que :  $e = e_0 + e_a + e_2$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max(2\text{cm}; H/250) = 2\text{ cm}$ .

$h$  : hauteur de l'acrotère = 80 cm

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G \times M_Q} \quad \text{tel que} \quad M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

$h_0$  : La hauteur de la section qui égale à 10 cm.

$l_f$  Longueur de flambement qui égale à  $2 \times l_0 = 2 \times 0.80 = 1.6\text{ m}$

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée. Il est généralement pris égal à 2

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.6)^2 \times (2 + 0)}{0.1 \times 10^4} = 0.0154\text{ m}$$

$e = e_0 + e_2 + e_a = 0.49 + 0.0154 + 0.02 = 0.525\text{ m}$

### Ferraillage de la section

$$f_{bu} = 14.2\text{ MPA}$$

$$f_{st} = 348\text{ MPA}$$

$$N_u = 3.74\text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1.454\text{ KN.m}$$

Selon **BAEL 91** :

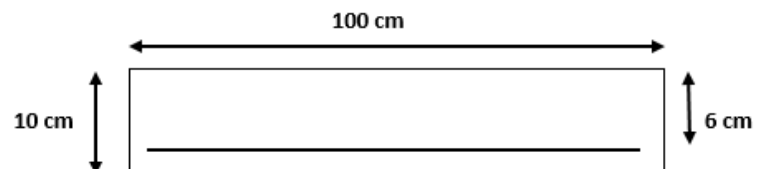


Figure 3.12 : Section de calcul de l'acrotère

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.32 + 3.74 \times \left(0.06 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d \times \sigma_{bu}} = \frac{1.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06^2 \times 14.2} = 0.028; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0$$

$$\text{D'où } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.035 ; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.06 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times Z} = \frac{1.36 \times 10^{-3}}{348 \times 0.06} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Donc : la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.63 \text{ cm}^2$$

### Vérification a l'ELU

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.724 \text{ cm}^2, \quad A_{min} > A_s$$

On ferraille avec  $A_{min}$  et on adopte 4HT8= 2.01 cm<sup>2</sup> /ml

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{min}}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \text{ On ferraille avec 3T8} = 1.51 \text{ cm}^2 /\text{ml}$$

- **Espacement**

Armature principales :  $St \leq (100 / 4) = 25 \text{ cm}$  .....on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartitions :  $St \leq (100 / 3) = 33.33 \text{ cm}$  ..... on adopte  $St = 30 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement**

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$V_U = F_p + Q = 1.33 + 1 = 2.33 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} = 0.039 \text{ MPPA} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

### **Vérification à l'ELS**

$$N_{ser} = 2.77 \text{ KN}$$

$M_{ser} = 0.8 \text{KN.m}$

• **Vérification des contraintes**

$by^2/2 + 15A_y - 15Ad = 0 \quad y = 2.05 \text{cm}$

$I = by^3/3 + 15A(d-y) \quad I = 495.73 \text{ cm}^4$

• **Calcul des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.8 \times 10^{-3} \times 2.05 \times 10^{-2}}{495.73 \times 10^{-8}} = 3.31 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

Pas de risque de fissuration du béton en compression

• **Vésication des armatures**

$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 6} = 0.34$

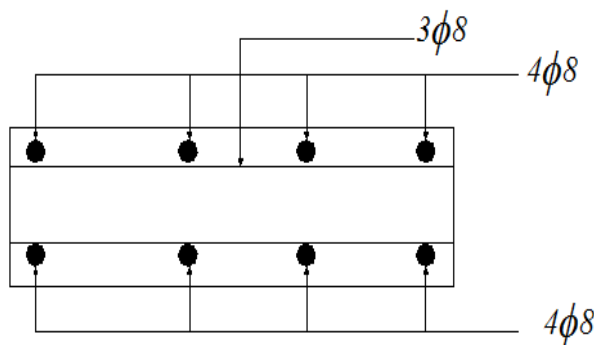
$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0.8 \times 10^{-3}}{495.73 \times 10^{-8}} (6 - 2.05) 10^{-2} = 95.62 \text{ MPA}$

On a une fissuration préjudiciable donc :

$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{nf_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$

$\sigma_s = 95.62 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{verifié}$

**Schéma de ferrailage**



Coupe A-A

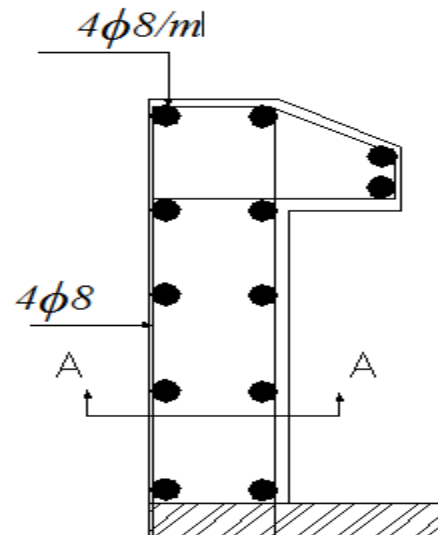


Figure 3.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### 3.1.4. Etude de l'ascenseur

#### 1. Définition

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux 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.

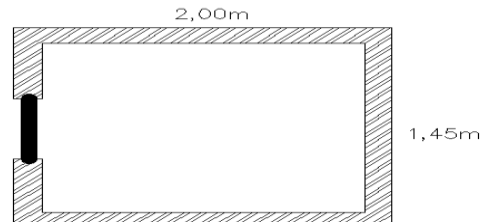


Figure 3.14 : Schéma de la cage d'ascenseur

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $L_Y$  : Longueur de l'ascenseur=200cm.
- $L_X$  : Largeur de l'ascenseur=145cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- $F_C$  : Charge due à la cuvette =145KN.
- $P_M$  : Charge due à l'ascenseur =15KN.
- $D_M$  : Charge due à la salle des machines=51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V=1.6$  m/s.

#### 2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de cage de l'ascenseur doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes (machine +ascenseur) sont appliqué à elle.

$$\text{On a } S = L_X \times L_Y = 2.9 \text{ m}^2$$

$$e \geq L_X / 20 = 1.45 / 20 = 0.073 \text{ m} \quad \text{soit } e = 15 \text{ cm.}$$

#### 3. Évaluation des charges et surcharge :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids du revêtement en béton}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$G'' = \frac{F_C}{S} = \frac{145}{2.9} = 50 \text{ KN/m}^2 \quad \text{poids de la machines}$$

$$G_{\text{total}} = G' + G'' = 54.85 \text{ KN/ m}^2$$

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

- Cas d'une charge répartie
- Calcul des sollicitations

**AL'ELU :**

$$q_u = 1.35G_{\text{totale}} + 1.5Q = 75.55 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.725 > 0.4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.725 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{0^x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 10.26 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{0^y} = \mu_y \times M_{0^x} = 4.91 \text{ KN.m.}$$

- Calcul du moment réel

– **En travée :** Sens x-x' :  $M_{t^x} = 0.85 \times M_{0^x} = 8.721 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y'} : M_{t^y} = 0.85 \times M_{0^y} = 4.17 \text{ KN.m}$$

– **En appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_{0^x} = -3.1 \text{ KN.m}$

- Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x=13 \text{ cm}$  et  $d_y=12\text{cm}$ .

**3.31 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément répartie**

Sens	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At cal (cm <sup>2</sup> )	At adoté (cm <sup>2</sup> )	Aa cal (cm <sup>2</sup> )	Aa adoté (cm <sup>2</sup> )
X-X'	8.721	3.10	1.97	8HA8=4.02	0.69	8HA8=4.02
Y-Y'	4.17	3.1	1.2	8HA8=4.02	0.69	8HA8=4.02

- Vérification à l'ELU

**Condition de non fragilité**

**En travée :**

On calcul  $A_{min}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{array} \right.$$

On a des HA  $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{array}{l} h_0 = e = 20cm \\ b = 100cm \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 1.37cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.2cm^2 / ml \end{array} \right.$$

$\rho = 0.72$

$A_t^x = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/ml > A_{min}^x$  .....vérifiée.

$A_t^y = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/ml > A_{min}^y$  .....vérifiée.

$$A_t^y = 4.02cm^2 > \frac{A_t^x}{4} = 1.005cm^2$$

### En appuis :

$A_t^x = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/ml > A_{min}^x$  .....vérifiée.

$A_t^y = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/ml > A_{min}^y$  .....vérifiée.

### Calcul des espacements :

Pour une fissuration PN on a :

Sens x-x':  $S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm$  on adopte  $S_t = 12.5cm$

Sens y-y':  $S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm$  on adopte  $S_t = 12.5cm$

### Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16Mpa$$

$\rho = 0.72 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens.

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = 42.92KN.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} = 16.35KN.$$



$$\Rightarrow V_x = 42.92 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{42.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.33 \text{Mpa} < 1.16 \text{Mpa} \quad \text{Pas besoin d'armatures transversales.}$$

▪ **Vérification à l'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 54.85 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 55.85 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.44 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.12 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{tser}^x = 0.85 \times M_0^x = 7.174 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 4.352 \text{KNm}$$

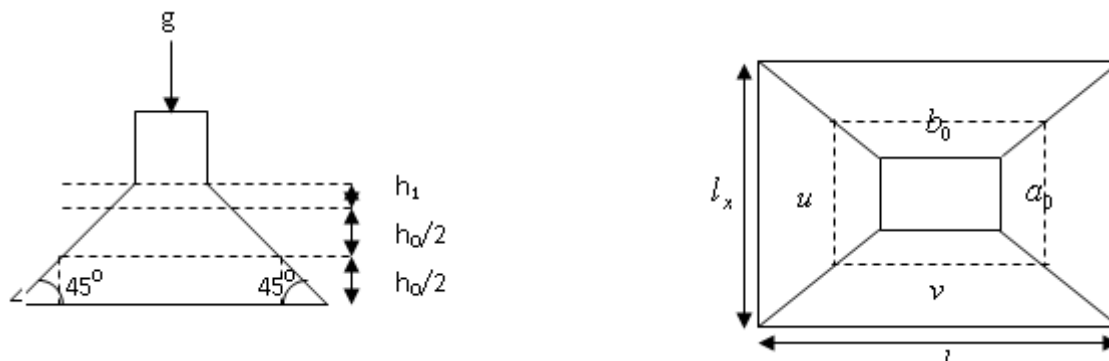
**Récapitulation des résultats :**

**Tableau 3.32 : vérification des contraintes**

Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
2.77	4648.65	4.27	15	Vérifiée

➤ **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.



**Figure 3.15 : Schéma représentant la surface d'impact**

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impacte.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens  $x-x'$ .

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens  $y-y'$ .

On a une vitesse  $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$  ;  $b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 105cm. \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations**

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

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  En fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho = 0.72$  **Annexe 3**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{145} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.72 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{145} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.72 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 7.3 \times 10^{-2}; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{105}{200} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.52 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{10}{145} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.72 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 6.8 \times 10^{-2}$$

- **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :**

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.073 = 7.12KNm \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.068 = 6.64KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 7.12KNm \\ M_{y1} = 6.64KNm \end{cases}$$

- Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 8.047 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.093 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.522 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.213 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.192 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 7.192 = 6.113 \text{ KN} \\ M_t^x = 0.85 \times 8.213 = 6.981 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 8.213 = 2.464 \text{ KNm}$$

- Ferrailage

**Tableau 3.33 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur pour une charge centrée**

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x'	6.981	2.464	1.57	0.55	8HA8=4.02	8HA8=4.02
Sens y-y'	6.113	2.464	1.37	0.55	8HA8=4.02	8HA8=4.02

### 1. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

En travée :

$$A_t^x = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^y = 1.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 4.02 > \frac{A_t^x}{4} = 1.005 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a^x = 8HA8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^y = 8HA8 = 4.02\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min}^y = 1.45\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification au poinçonnement

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

Avec :  $p_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420\text{cm} ; \quad p_u = 97.605\text{KN}$$

$$p_u = 97.605\text{KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5\text{KN}. \text{ Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.986\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.258\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \quad \text{C'est}$$

vérifié.

- **Espacement des barres**

$$\text{Sens } \mathbf{x-x'}: S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 12.5\text{cm}$$

$$\text{Sens } \mathbf{y-y'}: S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 12.5\text{cm}$$

## 2. Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :  $q_{ser} = g = 72.3\text{KN}.$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.073 + 0.2 \times 0.068) = 6.261\text{KNm}. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.068 + 0.2 \times 0.073) = 5.972\text{KNm} \end{cases}$$

Les moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.884 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.536 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_X = M_{X1} + M_{X2} = 6.261 + 0.884 = 7.145 \text{ KNm} \\ M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 5.972 + 0.536 = 6.508 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Les moments en travée et en appuis**

$$M_{t^x} = 0.85 \times 7.145 \Rightarrow M_{t^x} = 6.073 \text{ KNm}$$

$$M_{t^y} = 0.85 \times 6.508 \Rightarrow M_{t^y} = 5.532 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 7.145 \Rightarrow M_a = 2.143 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{Y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

**Sens x-x :**

$$y = 3.32 \text{ cm} ; I = 9.33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.3 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

**Sens y-y:**

$$y = 3.22 \text{ cm} \text{ et } I = 8.26 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.56 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

### 3. Vérification de la flèche

$$h/l_x = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$h/l = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_{0X}} = 0.084 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**

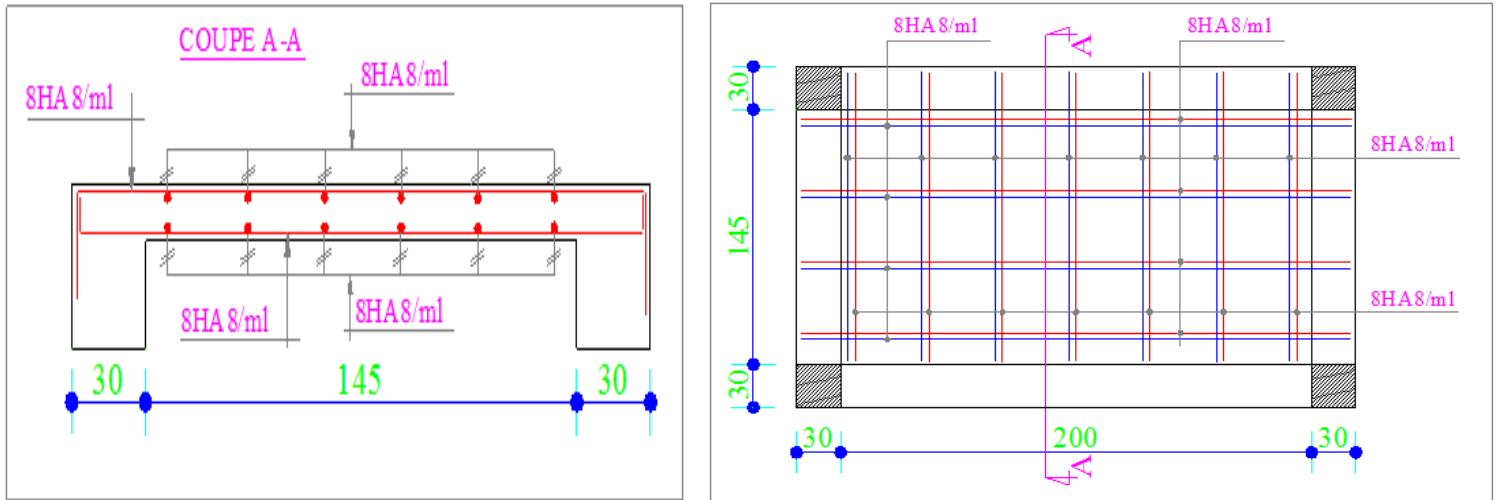
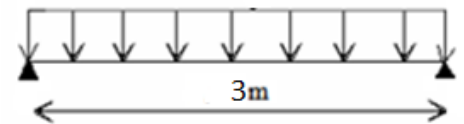


Figure 3.16 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

**3.1.5. Etude de la poutre palière**

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.



Elle reprend les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Réactions du palier.
- Poids propre de la volée.

**Pré dimensionnement**

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 20 < h < 30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h / b < 4 \end{array} \right.$$

RPA99 /2003(Art: 7.5.1)

On opte pour une section de (30×30) cm<sup>2</sup>

**Les charges sur la poutre**

g<sub>0</sub> charge sur la poutre :

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

Poids du mur :

$$P_{\text{mur}} = (20 \times 0.04 + 0.9) \times 1.53 = 2.6 \text{ KN/ml}$$

**Les sollicitations sur la poutre palière****Tableau 3.34 : Récapitulation de l'ensemble des sollicitations**

ELU	ELS
$R_B=30.02 \text{ KN/m}$ $P_S=1.35 (g_0+ P_{mur}) +R_B = 36.37 \text{ KN/m}$  $M_t = 0.85 \times M_0 = 34.97 \text{ KN .m}$ $Ma = -0.3 M_0 = -12.34 \text{ KN .m}$ $V_u = P_u \times L/2 = 54.85 \text{ KN}$	$R_B=21.53 \text{ KN/m}$ $P_S= (g_0+ P_{mur}) +R_B = 36.37 \text{ KN/m}$  $M_t = 0.85 \times M_0 = 25.23 \text{ KN .m}$ $Ma = -0.3 M_0 = -8.9 \text{ KN .m}$ $V_s= P_u \times L/2 = 39.57 \text{ KN}$

**Calcul de la section d'armature à la flexion simple****Tableau 3.35 : Section d'armature à la flexion simple**

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{flexion}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )
En travées	34.97	0.105	0.139	0.264	3.81	4.5
En appuis	12.34	0.037	0.047	0.275	1.29	4.5

**Exigences du RPA**

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A = 3.81 + 1.29 = 5.1 \text{ cm}^2 \quad A > A_{min} \dots\dots\dots \text{Vérfié}$$

**Calcul de l'espacement**

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St = 25.2. \text{ Avec } d=28 \text{ cm}$$

On opte pour  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et en appuis

- Calcul de la section d'armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est engendrer par les charge ramenées par le palier et la volé. Il est égal au moment d'appuis.

$$M_{max}^{torsion} = 12.34 \text{ KN .m/m} \Rightarrow M_{max}^t = 12.34 \times (L/2) = 18.51 \text{ KN.m}$$

Dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur ( $e$ ) est égal au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL (Art A.5.4.22)**

$$\left\{ \begin{array}{ll} b=30\text{cm} \text{ et } h=30\text{cm} & \\ \Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0625 \text{ m}^2 & \text{Air du contour tracer a mis auteur.} \\ e = \varnothing/6 = b/6 = 5\text{cm} & \text{Epaisseur de la paroi.} \\ U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1\text{m} & \text{Périmètre de la section creuse.} \end{array} \right.$$

Donc :

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.25 \text{ cm}^2$$

### Section d'armature longitudinal finales

**En travées :**

$$\text{Soit: } A^t = A_{\text{flexion}} + (A_{\text{torsion}}/2) \Rightarrow A^t = 3.81 + (4.25/2) = 5.935 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A^t = 5.935 \text{ cm}^2$  , Soit  $A^t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**En appuis :**

$$A^a = A_{\text{flexion}} + (A_{\text{torsion}}/2) \Rightarrow A^a = 1.29 + (4.25/2) = 3.415 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{\text{min}} = 4.5 \text{ cm}^2$  , Soit  $A_{\text{min}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

### Espacement entre les barres

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25.2 \text{ cm} \quad \text{CBA93 (Art A.5.1.2.2 et Art A.5.1.2.3)}$$

Avec  $d=28 \text{ cm}$  ; on opte pour  $St = 15 \text{ cm}$

### Calcul des armatures transversales

$$A_T^{\text{total}} = A_t^{\text{Fs}} + A_t^{\text{T}}$$

**Tableau 3.36 : Armatures transversales en flexion simple et torsion**

Flexion simple	Torsion
$A_{\text{min}} \geq 0.4 \times b \times St / f_e \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 0.45 \text{ cm}^2$	$A_{\text{min}} \geq 0.4 \times e \times St / f_e \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 0.075 \text{ cm}^2$
$At \geq b(\tau - 0.3f_{t28})St / 0.8f_e \Rightarrow At \geq 0.64 \text{ cm}^2$	$At = M_t \times St / (2 \Omega \times f_{st}) = 0.63 \text{ cm}^2$



$$A_{Ttotal} = 0.64 + 0.63 = 1.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour un cadre  $\phi 8$  et un étrier  $\phi 8$  avec  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a:

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

$$V_{max} = 54.85 \text{ KN}; \quad \tau_{flexion} = 0.65 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{18.51 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 2.96 \text{ MPA}$$

D'ou  $\tau_u = 3 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 4 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$

**Condition de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} > 0.0625 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 28} = 0.008 < 0.015 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

Les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**

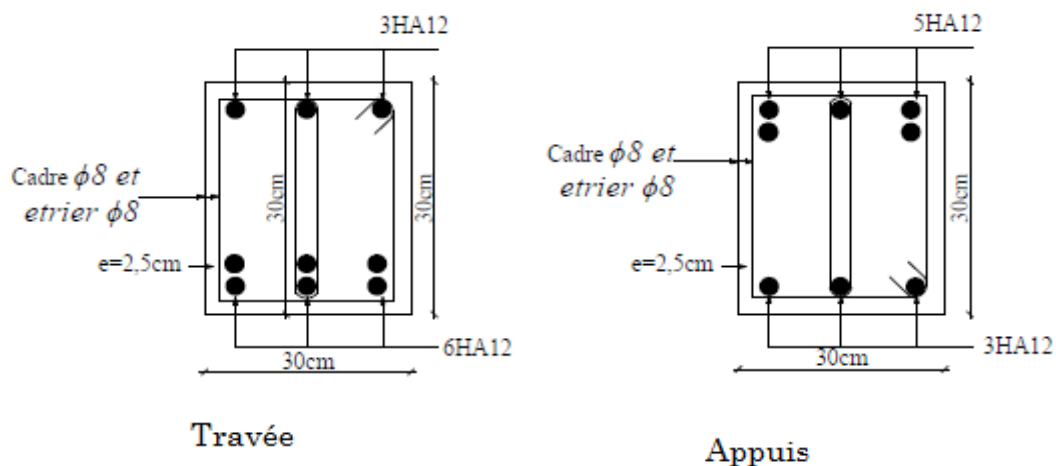


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

### 3.1.6. Poutre de chaînage

#### Définition

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure.

#### Dimensionnement

$$L_{\max} = 4.70m$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 31.33cm \leq h \leq 47cm$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

On adopte :  $h = 30cm$  ;  $b = 30cm$ .

#### Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.866 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.866) \Rightarrow P_u = 13.656 \text{ KN/ml}; \quad P_s = 7.866 + 2.25 = 10.116 \text{ KN/ml}$$

#### Calcul à l'ELU

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 37.71 \text{ KN.m}; \quad M_t = 0.85 M_u \Rightarrow M_t = 32.05 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.3 M_u = -11.31 \text{ KN.m}$$

#### Le ferrailage

##### ➤ Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27m$$

Tableau 3.37 : Section de ferrailage de la poutre de chaînage

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )

En travée	32.05	0.103	0.136	25.53	3.61	0.98	3HA14=4.62
En appui	11.31	0.0036	0.0045	26.95	1.21	0.98	3HA10=2.36

### Vérification à l'ELU

#### ➤ Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 32.09 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.396 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

#### ➤ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### ➤ L'espacement

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.396 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm} \quad \text{.On prend} \quad St = 20 \text{ cm.}$$

### Vérification à l'E.L.S

Vérification de la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$M_s = 27.93 \text{ KNm.}$$

$$M_t^s = 0.85 \times M_s = 23.74 \text{ KNm}$$

$$M_a^s = 0.3 \times M_s = 8.38 \text{ KNm}$$

$$\text{Calcul de } y : A = 4.62 \text{ cm}^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.015 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 29257.11 \text{ cm}^4$$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 7.315 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa}$  ..... Vérifiée

En appuis:  $(\sigma_{bc} = 3.443 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa}$  ..... Vérifiée

**a) Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0638 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0638 < 0.085; \quad \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.005 < 0.01$$

D'où la vérification de la flèche est nécessaire.

**Tableau 3.38 : Vérification aux états limite de déformation**

Poutre de chaînage	
A(cm <sup>2</sup> )	4.52
$q_{jser}$ (KN/m)	2.25
$q_{gser}$ (KN/m)	10.12
$q_{pser}$ (KN/m)	10.12
$M_{jser}$ (KN.m)	6.22
$M_{gser}$ (KN.m)	27.93
$M_{pser}$ (KN.m)	27.93
$f_{gv}$ (mm)	11.915
$f_{gq}$ (mm)	11.915
$\Delta f_t$ (mm)	11.424
$\bar{f}$ (mm)	9.4
$\Delta f_t > \bar{f}$ non vérifiée	
A(cm <sup>2</sup> )	4HA14=6.16
$f_{gv}$ (mm)	9.45

$f_{gq}$ (mm)	9.438
$\Delta f_t$ (mm)	8.998
$\bar{f}$ (mm)	9.4
$\Delta f_t < \bar{f}$	vérifiée

## Schéma de ferrailage

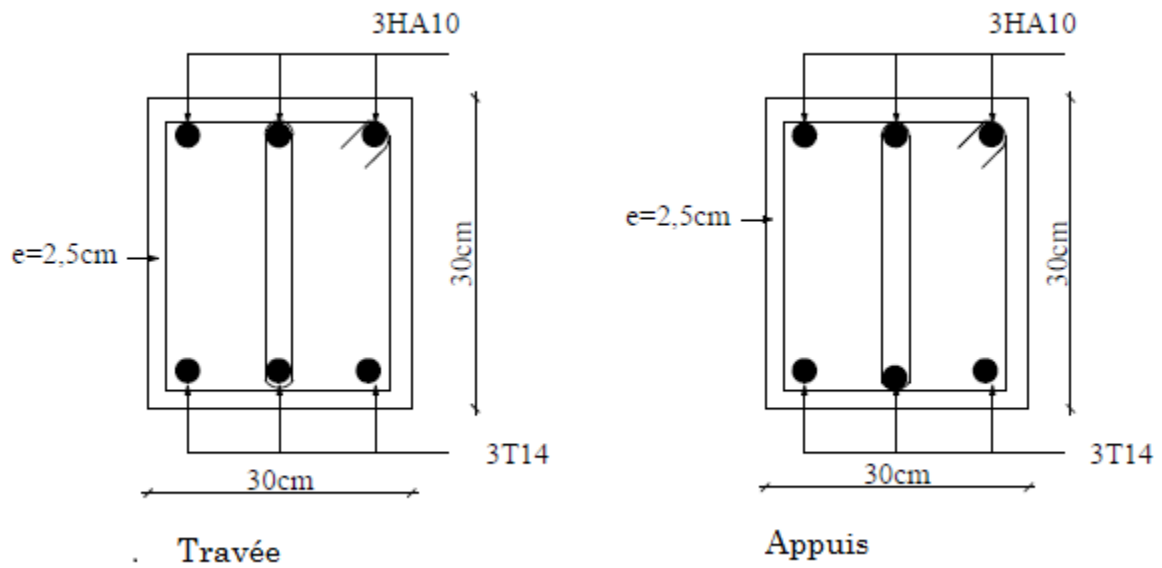


Figure 3.18 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

# Chapitre 4 Modélisation 3D et étude sismique

## 4.1. Modélisation

La modélisation numérique de se battement est faite en élément finis à laide du logiciel sap2000V14, qui permet à la fois l'analyse statique et dynamique (analyse des vibrations libres, analyse spectrale...etc.).

Des éléments linéaires de type «frame» disponible dans la bibliothèque du logiciel sont utilisé pour la modélisation des poteaux et poutres (column pour les poteaux et Beam Pour les poutres). Les voiles (voiles de contreventement et voiles périphérique) et planchers sont modélisés à l'aide d'élément finis surfaciques de type Shell.

La rigidité en plan des planchers (diaphragmes horizontaux rigides) est prise en compte par application de contraintes cinématique en utilisant l'option «diaphragme» disponible dans le 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 surfaciques et distribuées sur les poutres principales (Area load-Uniforme to frame(Shell) \_ Distribution : One-way). Toutefois, les poutres secondaires sont chargées linéairement avec des forces équivalentes à une largeur de plancher de 65cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5cm pour les poutres secondaires de rive.

La masse dynamique de la structure est évaluée en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismique algériennes RPA (99/2003) (relation 4.5 du RPA).

$$m=m_G + \beta m_Q$$

Avec :

$m_G$  : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris).

$m_Q$  : masse dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et du la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.5). Avec :  $\beta = 0.2$  à usage d'habitation.

$\beta = 0.3$  pour étage à usage service.

$\beta = 0.6$  pour les locaux commerciaux.

#### 4.2. Méthodes de calcul des forces sismique :

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

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode spectrale modale dont les conditions d'application sont satisfaites, possible et simplifié avec le logiciel sap2000.

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

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

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1 du RPA 99 /2003**)

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement si l'amortissement est différent de 5%.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{tableau 4.3 du RPA 99/2003})$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 du RPA 99 /2003**)

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutive de la structure ses valeurs varie de 2 pour les structures peu dissipative à 6 pour les structures très dissipatives. (**Tableau 4.3 du RPA 99 /2003**)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7 du RPA 99 /2003**)

Q: facteur de qualité (**tableau 4.4 du RPA 99 /2003**)

### 4.3. Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions afin d'aboutir un bon comportement de la structure toute en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003.

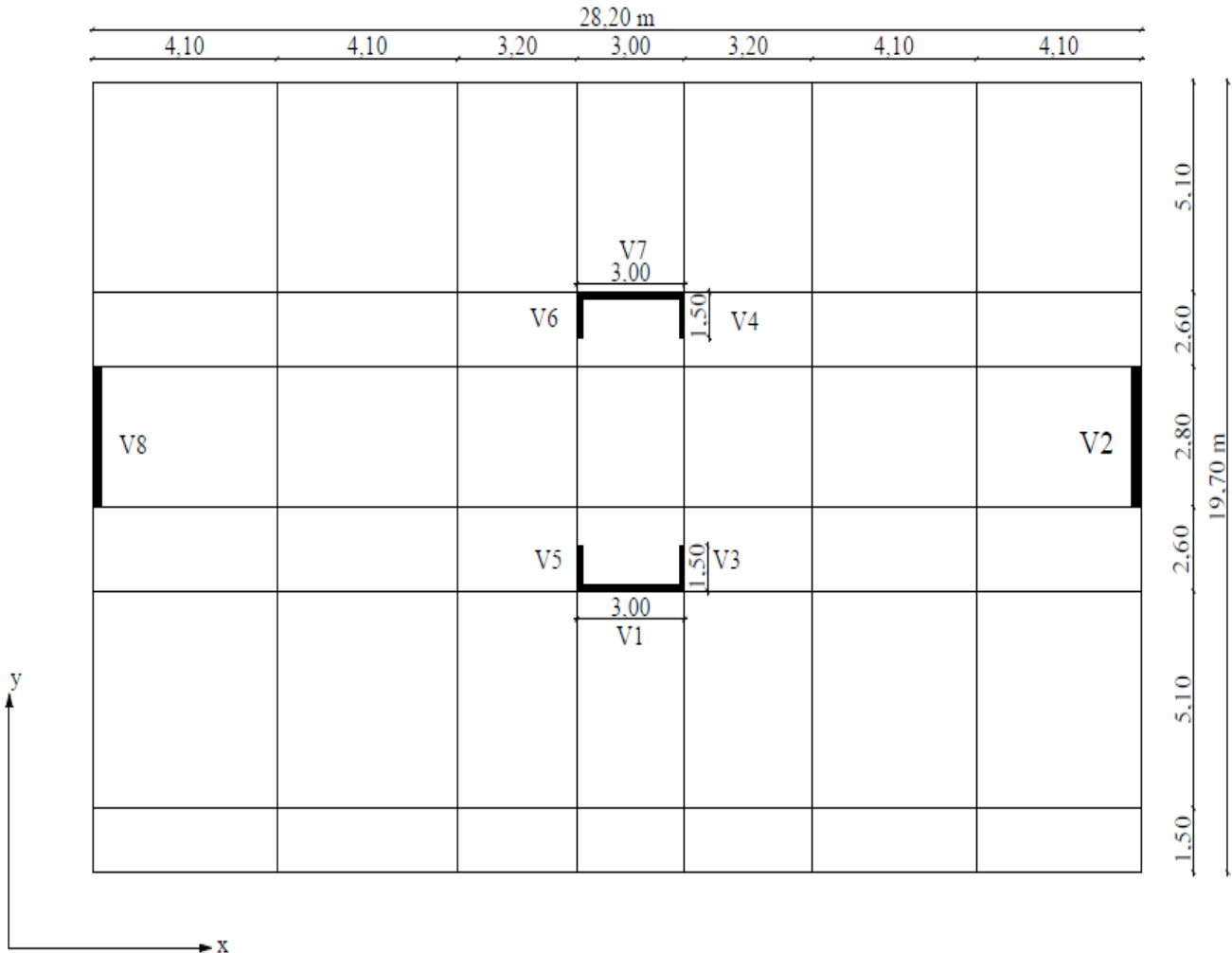


Figure 4.1 : Disposition des voiles



#### 4.4. Etude de bâtiment (R+10+sous-sol)

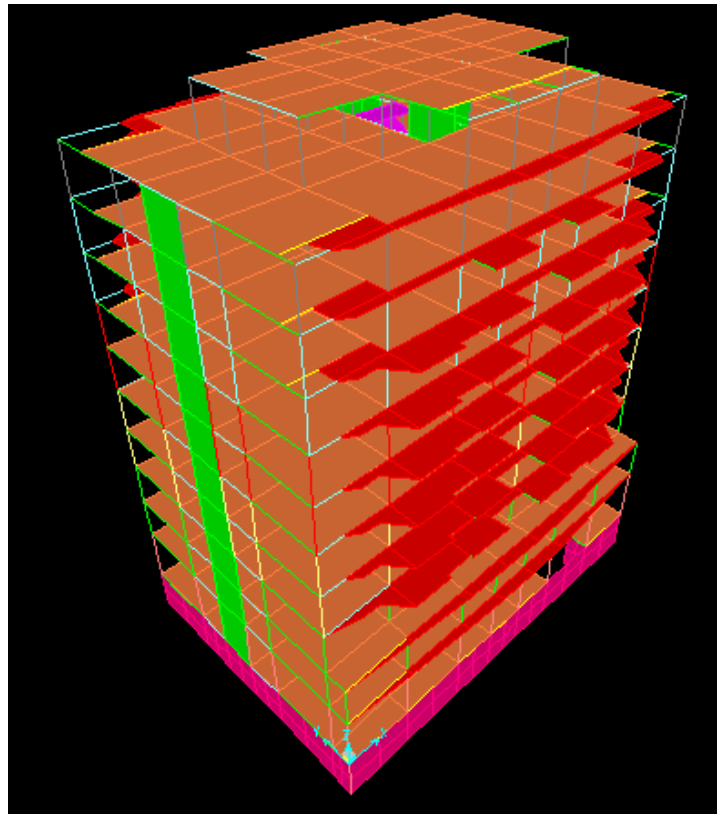


Figure 4.2 : Modèle de la structure

##### 4.4.1. Modes de vibration et participation massique :

Les résultats de vibration libre on terme de période et de masse modale cumulée sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.1 : Période de vibration et participation massique

Modes	Périodes	Masse modale		Masse modale cumulée	
		$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
1	0.808933	0.68232	0.00002102	0.68232	0.00002102
2	0.76532	0.00001582	0.67596	0.68233	0.67598
4	0.247388	0.12253	0.00007109	0.80528	0.67621
7	0.127945	0.0438	0.000003329	0.84915	0.80217
10	0.096087	1.791E-08	0.00002487	0.84919	0.84996
14	0.086012	0.01572	6.645E-07	0.86612	0.85044
20	0.079605	9.879E-08	0.00019	0.86829	0.87328
25	0.069826	2.076E-07	0.000004571	0.86844	0.87465
40	0.059699	0.000000646	0.000006874	0.88591	0.8882

72	0.049867	0.000001872	0.00002082	0.89468	0.88983
82	0.046751	4.665E-07	0.00004998	0.89471	0.90191
94	0.041797	0.00607	0.000008294	0.90081	0.90274
100	0.04001	7.313E-07	0.00013	0.9012	0.90294

**Observation :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que la condition du RPA99 (Art 4.3.4) sur le nombre de mode à retenir est satisfaite à partir du mode 94, et le besoin d'un nombre élevé de mode s'explique par le fait qu'on a modéliser le voile périphérique du sous-sol ce qui a généré des modes dit locaux dont la participation modale reste très faible. Les résultats du tableau suivant illustrent parfaitement ceci, ou un model sans sous-sol a été utilisé.

**Tableau 4.2 : taux de participation massique**

Modes	Périodes	Masse modale		Masse modale cumulée	
		$U_x$	$U_y$	$U_x$	$U_y$
1	0.764946	0.73739	8.086E-09	0.73739	8.09E-09
2	0.730908	3.075E-08	0.73196	0.73739	0.73196
3	0.676289	0.00047	0.00012	0.73786	0.73208
4	0.236336	0.13989	0.000001058	0.87775	0.73208
5	0.228777	7.709E-07	0.13634	0.87775	0.86842
6	0.205872	6.374E-07	0.000002591	0.87775	0.86843
7	0.123352	0.05106	0.000002485	0.92881	0.86843
8	0.119223	0.000002391	0.05128	0.92881	0.91971

**Remarque :** pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de boîte rigide et d'encastrement en niveaux du RDC dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sols peut influencer largement le comportement dynamique de la structure.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figure suivante :

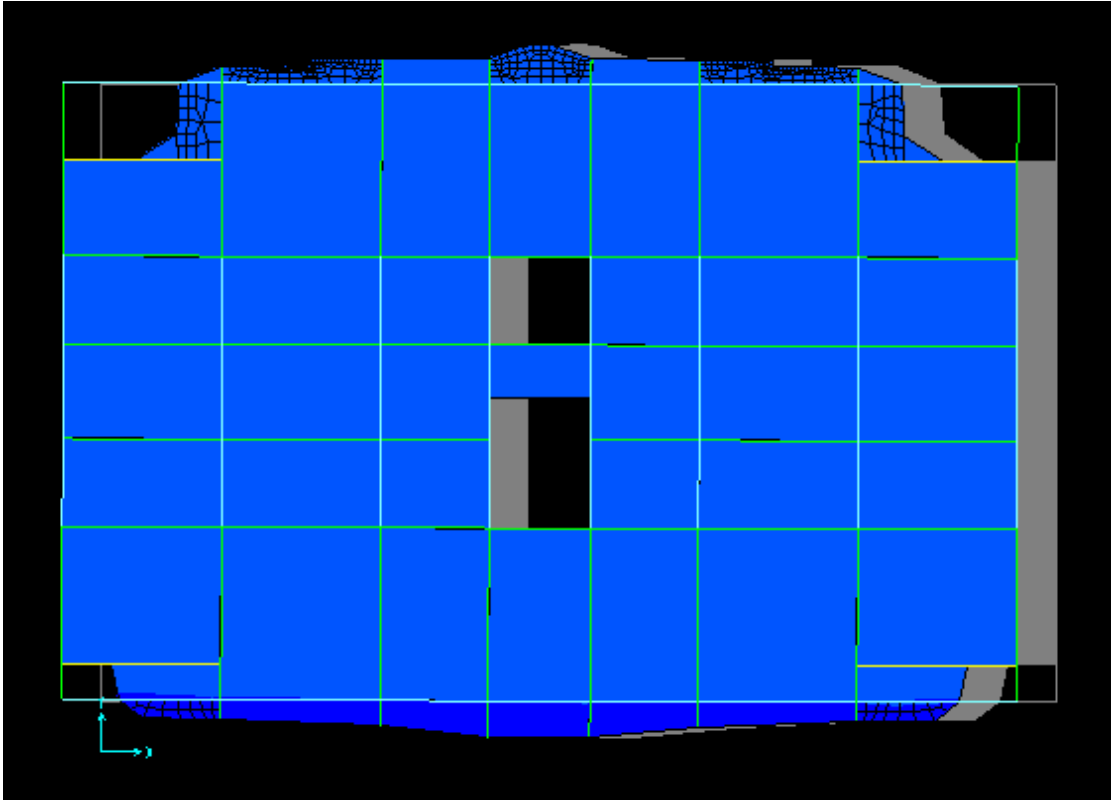


Figure 4.3 : 1<sup>er</sup> Mode de vibration (translation selon X)

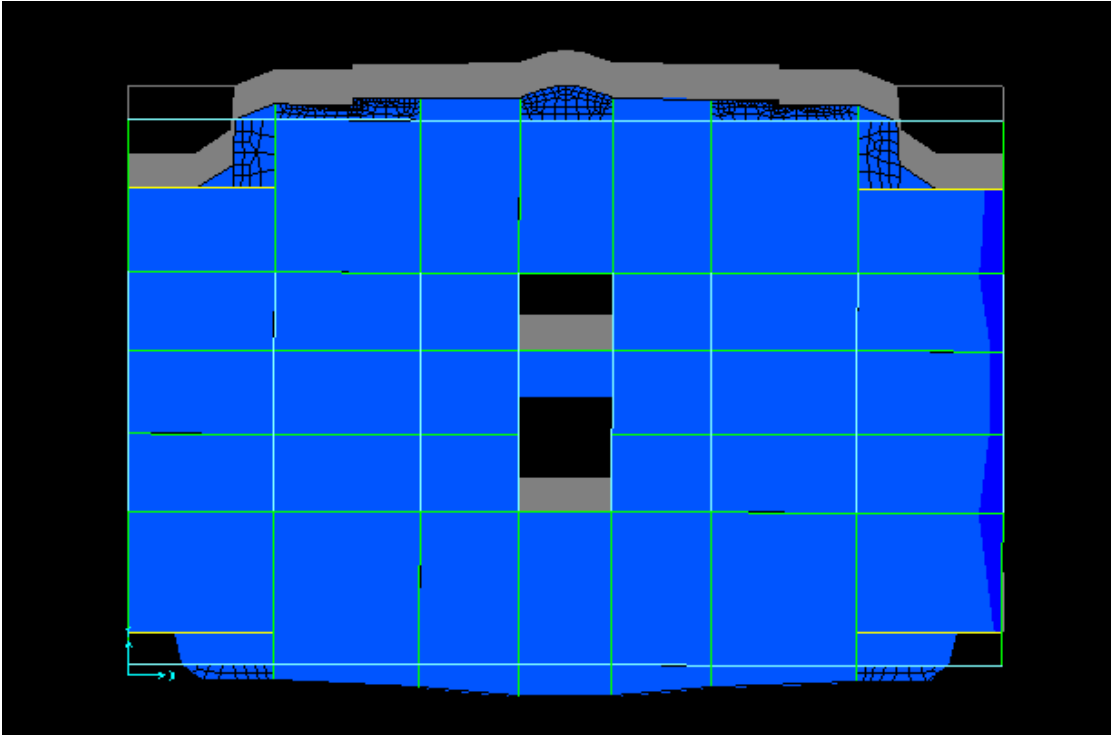


Figure 4.4 : 2<sup>ème</sup> Mode de vibration (translation selon Y)

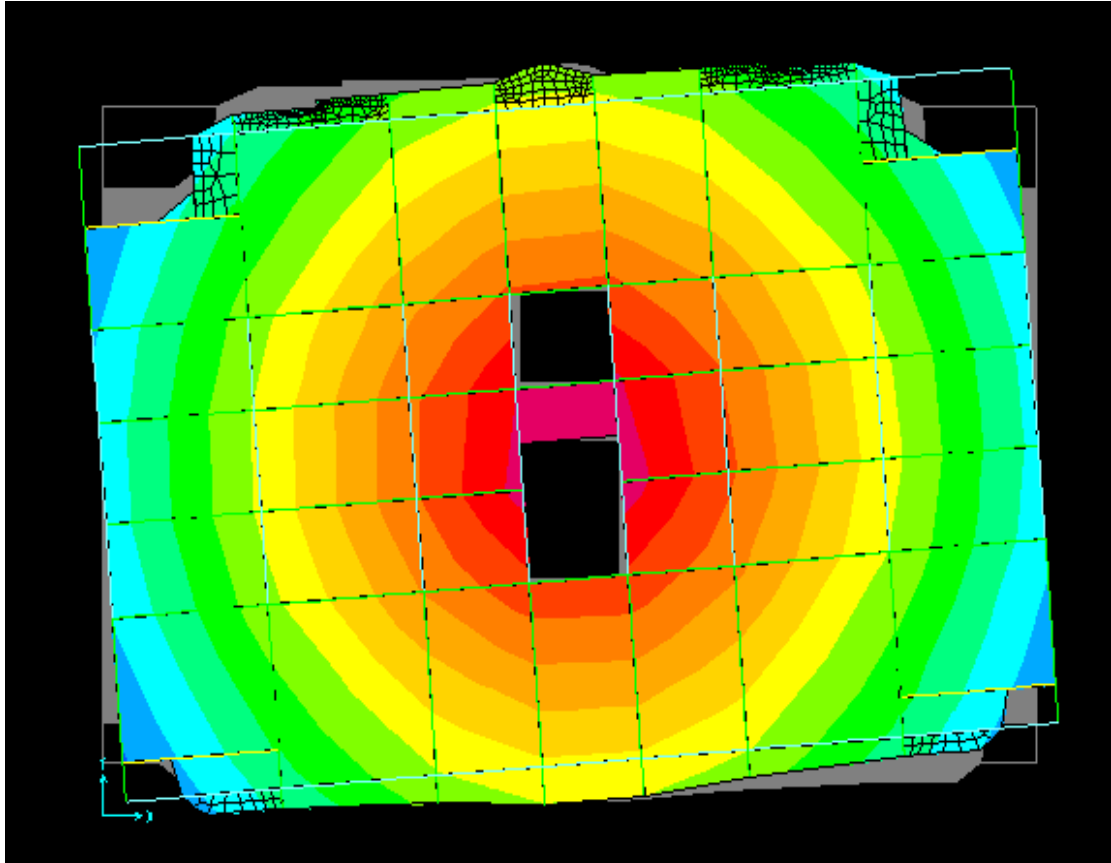


Figure 4.5 :3<sup>ème</sup> Mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)

#### 4.4.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenu par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ .

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 2} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.15$$

$R=5$  RPA99 (Tableau 4.3).

$Q$  : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule 4.4 du RPA99 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec:}$$

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

**Tableau 4.3 : Valeur de pénalité  $P_q$** 

“ Critère q ”	Observé	$P_q/xx$	Observé	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1.25$$

W: poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$W = 61810.479$  KN.  $\Rightarrow$  Résultat du Sap.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

**RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\begin{cases} T_1=0.15s \\ T_2=0.40s \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

On prend :  $\xi = 10\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.76 \geq 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4 - 6)}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée hors du sol.

$$h_N = 34.68 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.050 \times (34.68)^{3/4} = 0.71s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

RPA99 (Tableau 4-7)

$$\begin{cases} L_x = 28.5m, \\ L_y = 20 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.59 \text{ s} \\ T_y = 0.69 \text{ s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min (T_x ; T_c) = 0.59s > T_2 \\ T_y = \min (T_y ; T_c) = 0.69 \text{ s} > T_2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.76 \times (0.40/0.59)^{2/3} = 1.47 \\ D_y = 2.5 \times 0.76 \times (0.40/0.69)^{2/3} = 1.32 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

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

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.47 \times 1.25}{5} \times 61810.479 = 3407.31 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.25}{5} \times 61810.479 = 3059.62 \text{ KN}$$

**Tableau 4.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_s$ t(KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	4375.44	3407.31	1.28	Observée
Sens y-y	4505.754	3059.62	1.47	Observée

#### 4.4.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :

##### ➤ Vérification sous charges verticales

Pour que le système soit classé en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80 \%$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20 \%$$

#### RPA99/2003(Art 4.a)

Les résultats obtenus à partir du logiciel sap2000 sont illustré dans le tableau si dessous.

**Tableau 4.5 : Vérification sous charges verticales**

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	61953.83	9544.85	86.65	13.34
NIV 01	54510.64	8963.56	85.87	14.12
NIV 02	48515.39	8168.22	85.58	14.41
NIV 03	42867.22	7575.44	84.98	15.01
NIV 04	36894.75	6678.69	84.67	15.32
NIV 05	30793.74	5927.32	83.85	16.14
NIV 06	25008.63	4939.37	83.51	16.49
NIV 07	19198.11	4046.24	82.59	17.41
NIV 08	13625.50	2974.83	82.08	17.92
NIV 09	7921.32	1915.41	80.53	19.47
NIV 10	2313.39	577.31	80.03	19.97

**Remarque :** On à pas pue vérifiée l'interaction voile-portique avec le premier dimensionnement des poteaux donc un changement de section à été effectué comme il est illustré dons le tableau ou dessous.

**Tableau 4.6 : Section des poteaux**

Niveau	Sous-sol et RDC	NIV 1 et 2	NIV 3 et 4	NIV 5 et 6	NIV 7 et 8	NIV 9 et 10
Section (cm <sup>2</sup> )	60×55	55×55	55×50	50×50	50×45	45×45

➤ **Vérification sous charges horizontales :**

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25 \%$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75 \%$$



**Tableau 4.7 : Vérification sous charges horizontales**

Niveaux	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portique		Voile		Portique		Voile	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	2264.55	2200.96	2116.94	2314.53	51.68	48.74	48.31	51.25
NIV 01	2284.36	2700.53	1940.56	1692.22	54.06	61.47	45.93	38.52
NIV 02	2449.73	2462.44	1553.63	1684.74	61.19	59.37	38.80	40.63
NIV 03	2331.02	2324.67	1448.68	1616.86	61.67	58.97	38.32	41.02
NIV 04	2359.71	2366.71	1124.23	1254.82	67.73	65.35	32.26	34.64
NIV 05	2148.65	1940.74	998.03	1314.43	68.28	59.62	31.71	40.37
NIV 06	2057.25	1850.69	723.74	999.32	73.97	64.93	26.02	35.06
NIV 07	1592.55	1557.57	756.47	836.74	67.79	65.05	32.20	34.94
NIV 08	1426.09	1375.90	467.09	508.01	75.32	73.03	24.67	26.96
NIV 09	1220.67	1039.95	340.30	305.16	78.20	77.31	21.80	22.68
NIV 10	537.69	449.71	191.84	139.77	73.70	76.29	26.29	23.71

- **observations**

Après satisfactions de l'interaction voile-portique sous charge verticales et horizontal nous pouvons dire que le système approprié pour notre structure est un système mixte avec interaction voile-portique ce qui permet de dire que le coefficient de comportement est  $R=5$  d'après le tableau (4.3)/RPA99version2003.

#### 4.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.8 : Vérification de l'effort normale réduit**

Etages	Section	$N_d$ (KN)	Combinaison	v	Observation
Sous-sol et RDC	60x55	2260.87	G+Q+EY	0.27	Vérifiée

1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	55×55	1833.31	G+Q+EY	0.24	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	55×50	1530.62	G+Q+EY	0.22	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	50×50	1075.01	G+Q+EY	0.17	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage	50×45	632.46	G+Q+EY	0.11	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> et 10 <sup>ème</sup> étage	45×45	264.37	G+Q+EY	0.05	Vérifiée

**Remarque :** il n'y pas une grande différence dans les efforts normaux dans les d'efférent étages c'est pourquoi la section des poteaux a été réduite seulement dans un seul coté

#### 4.4.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

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

Avec :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

$\delta_K$ : Déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure donné par le

**RPA (Art4.43)**

$\delta_{eK}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.9 : Vérification vis-à-vis des déformations**

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$hK$ (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta K$ (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
Sous-sol	0.049	0.0745	0	0.0745	306	0.024	0.019	0.095	0	0.095	0.031
RDC	0.205	1.025	0.0745	0.9505	408	0.23	0.17	0.85	0.095	0.755	0.18
NIV 01	0.398	1.99	1.025	0.965	306	0.31	0.349	1.745	0.85	0.895	0.29
NIV 02	0.612	3.06	1.99	1.07	306	0.35	0.550	2.75	1.745	1.005	0.33
NIV 03	0.837	4.185	3.06	1.125	306	0.37	0.763	3.815	2.75	1.065	0.35

NIV 04	1.058	5.29	4.185	1.105	306	0.36	0.975	4.875	3.815	1.06	0.35
NIV 05	1.273	6.365	5.29	1.075	306	0.35	1.183	5.915	4.875	1.04	0.34
NIV 06	1.473	7.365	6.365	1	306	0.33	1.374	6.87	5.915	0.955	0.31
NIV 07	1.661	8.305	7.365	0.94	306	0.31	1.547	7.735	6.87	0.865	0.28
NIV 08	1.828	9.14	8.305	0.835	306	0.27	1.697	8.485	7.735	0.75	0.24
NIV 9	1.975	9.875	9.14	0.735	306	0.24	1.829	9.145	8.485	0.66	0.21
NIV 10	2.082	10.41	9.875	0.535	306	0.17	1.929	9.645	9.145	0.50	0.16

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{kmax} = 1.125 \text{ cm} < 0.01 h_e = 3.06$$

#### 4.4.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Art 5.9) RPA99

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_H \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_K$ : Hauteur de l'étage k.

**Si** :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1-q_k)$ .

**Si** :  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

Tableau 4.10 : vérifications des effets P-Δ

Niveau	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub> (KN)	θ <sub>k</sub>
RDC	408	55158.352	0.965	4224.927	0.041	0.895	4392.763	0.036
NIV 01	306	49155.022	1.07	4003.377	0.042	1.005	4147.182	0.038
NIV 02	306	43742.588	1.125	3779.71	0.042	1.065	3941.539	0.038
NIV 03	306	37776.195	1.105	3483.949	0.039	1.06	3621.536	0.036
NIV 04	306	31812.173	1.075	3146.68	0.035	1.04	3255.181	0.033
NIV 05	306	25942.083	1	2781.002	0.030	0.955	2850.013	0.028
NIV 06	306	20134.533	0.94	2349.023	0.026	0.865	2394.314	0.023
NIV 07	306	14373.837	0.835	1893.194	0.020	0.75	1883.905	0.018
NIV 08	306	8559.227	0.735	1560.974	0.013	0.66	1345.11	0.013
NIV 9	306	2704.398	0.535	729.535	0.006	0.5	589.485	0.007
NIV 10	306	61931.962	0.9505	4381.501	0.032	0.755	4515.507	0.02

**Observation**

D'après les résultats obtenus dans ce tableau la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets P-Δ peuvent être négligés

**Conclusion :**

Après plusieurs essais de disposition de voiles et redimensionnement des sections des poteaux par rapport au premier pré dimensionnement on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/version 2003 (interaction voiles-portiques ; effort normal ; ...etc.), ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structuraux et de conclure ce chapitre.

# Chapitre 5      Ferrailage      des      éléments structuraux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

## 5.1. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- 1.35G +1.5Q
- G +Q ± E
- 0.8G±E
- G+Q

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

$N_{max} \rightarrow M_{corr}$  ;  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$  ;  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

**Tableau 5.1 : Les différentes sollicitations dans les poteaux**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Sous-sol et RDC	-2636.62	25.81	596.19	9.63	183.38	-749.66	178.56
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	-2134.003	62.77	146.62	13.39	250.55	-113.51	145.704
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	-1794.771	25.29	-61.802	21.1	161.51	-609.95	104.47
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	-1273.941	34.05	67.77	16.07	-134.161	-674.118	85.45

7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	-758.207	26.98	129.235	-13.71	107.6	-378.38	68.146
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	-322.78	-36.89	67.32	-25.61	107.80	-143.32	61.5

➤ **Recommandation du RPA 99/version 2003**

**Les armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa.
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - 4 % en zone courante
  - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

**Tableau 5.2 : Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	60×55	26.4	132	198
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	55×55	24.2	121	181.5
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	55×50	22	110	165
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	50×50	20	100	150
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×45	18	90	135
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	16.2	81	121.5

### Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale  $t \leq \text{Min} (10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm})$  en zone IIa
- Dans la zone courante  $t' \leq 15\phi_l^{min}$  en zone IIa

$\phi_l$  : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^{min} = 0.3\%(t . b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{min} = 0.8\%(t . b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{si } : 3 \leq \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élançement du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\phi_t$  minimums.

## 5.1.1. Calcul de ferrailage

## 5.1.1.1. Ferrailage longitudinale

Tableau 5.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section	$A_{sap}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol et RDC	60×55	24.630	26.4	8HA16+4HA20=28.65
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	55×55	15.185	24.2	8HA14+4HA20=24.89
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	55×50	17.88	22	12HA16=24.13
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	50×50	18.201	20	8HA14+4HA16=20.36
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×45	16.27	18	12HA14=18.47
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	16.82	16.2	12HA14=18.47

## 5.1.1.2. Ferrailage transversale

Tableau 5.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup>	7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	60×55	60×55	55×55	55×50	50×50	50×45	45×45
$\phi_l^{max}$ (cm)	2	2	2	2	2	2	2
$\phi_l^{min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.6	1.4	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	186.2	257.6	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2
	3.10	4.29	3.38	3.38	3.72	3.72	4.14
$V_u$ (KN)	178.56	178.56	145.704	104.47	85.45	68.146	61.5
$l_r$ (cm)	80	80	80	65	65	60	60
$S_l$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$S_l$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_{7cal}$ (cm <sup>2</sup> )	4.18	4.18	3.73	2.67	2.40	1.92	1.92



$A_7^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.3	3.3	3.025	3.025	2.75	2.75	2.47
$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> )	6T10=4.71	6T10=4.71	4T10+2T8 = 4.15	4T10+2T8 = 4.15	6T8=3.02	6T8=3.02	6T8=2.51

Conformément au **CBA93 (Article A.7.1.3)**, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification**

• **Vérification au flambement**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Donc on doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B. 8. 4. 1)}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité a chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau du sous-sol avec  $l_0 = 2.66$  et  $N_d = 2260.877\text{KN}$ .

$l_f = 0.7 l_0 = 1.862\text{m}$ . (Longueur de flambement)

$i = 0.223\text{m}$  (Rayon de giration)  $\alpha$

$\lambda = 8.349 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.831$

$B_r = (60-2) \times (55-2) = 3074\text{cm}^2$  (section réduite)

$$N_u = 0.840 \times \left( \frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$N_u = 5618.85 \text{ KN} > N_d \rightarrow$  pas de risque de flambement

Le tableau suivant résume les résultats de calculs pour l'ensemble des poteaux

**Tableau 5.5 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>r</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Obser
Sous sol	60×55	2.66	1.862	8.349	0,840	28.65	3074	5.62	2.26	Vérifiée
RDC	60×55	3.68	2.576	11.551	0,831	28.65	3074	5.69	2.26	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	55×55	2.66	1.862	8.697	0,839	24.89	2809	5.34	1.83	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	55×50	2.66	1.862	8.697	0,839	24.13	2544	5.02	1.53	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	50×50	2.66	1.862	9.121	0,838	20.36	2304	4.48	1.075	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×45	2.66	1.862	9.121	0,838	18.47	2064	4.06	6.32	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	2.66	1.862	9.615	0,837	18.47	1849	3.66	2.64	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, il n'y a pas de risque de flambement.

• **Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc,1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15Mpa$$

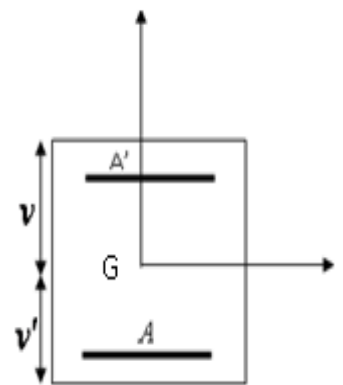
$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{YY'}} ; (\text{béton fibre inférieure}).$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{YY'}} ; (\text{béton fibre supérieure}).$$

$$S = b \times h + 15(A + A') ; (\text{section homogène}).$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } V' = h - v;$$



$$I_{yy'} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2].$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	M <sup>G</sup> <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc1</sub> (Mpa)	σ <sub>bc2</sub> (Mpa)
Sous-sol et RDC	60×55	57	28.65	33.11	26.89	0.013	1909.52	82.3	141.68	8.05	2.19
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	55×55	52	24.89	30.19	24.81	0.0096	1546.21	142.82	184.41	9.31	0.21
3 <sup>eme</sup> et 4	55×50	52	24.13	30.34	24.66	0.0088	1298.94	35.36	72.24	6.19	2.15
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	50×50	47	20.36	27.39	22.61	0.0065	921.9	36.67	58.70	5.33	1.24
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×45	47	18.47	27.41	22.59	0.0059	548.51	39.92	53.14	4.20	0.136
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	42	18.47	24.84	20.16	0.0043	234.98	61.54	67.04	4.16	2.12

• **Vérification aux sollicitations tangentes**

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que: } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec: } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

(La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci dessous :

**Tableau 5.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	lf(m)	λg	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	Vu(KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	obser
Sous-sol	60×55	1.862	3,10	0,040	57	178,56	0.54	1	Vérifiée

RDC	60×55	2.576	4.29	0,040	57	178,56	0.54	1	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	55×55	1.862	3,39	0,040	52	145,704	0.43	1	Vérifiée
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	55×50	1.862	3,39	0,040	52	104,47	0.38	1	Vérifiée
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	50×50	1.862	3,72	0,040	47	85,45	0.34	1	Vérifiée
7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×45	1.862	3,72	0,040	47	68,146	0.302	1	Vérifiée
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	1.862	4,14	0,040	42	61,5	0.30	1	Vérifiée

- **Disposition constructives**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets :  $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$ .

Longueur de recouvrement  $L_r > 40\phi_L$

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 85 \text{ cm}$ .

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$ .

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ , on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$ .

- **Détermination de la zone nodale (zone critique)**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre pour chaque barre est donnée comme suite :

$$h' = \left( \frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm} \right), l' = 2 \times h$$

Avec :

Sous-sol:  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

$$h' = \max(51 ; 60 ; 55 ; 60) = 60\text{cm}$$

- RDC :

$$L' = 80\text{cm}; h' = 68\text{cm}$$

- 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :

$$L' = 80\text{cm}; h' = 60\text{cm}$$

- 3<sup>er</sup> et 4<sup>ème</sup> étage :

$$L' = 80\text{cm}; h' = 60\text{cm}$$

- 5<sup>er</sup> et 6<sup>ème</sup> étage :

$$L' = 80\text{cm}; h' = 60\text{cm}$$

- 7<sup>er</sup> et 8<sup>ème</sup> étage :

$$L' = 80\text{cm}; h' = 60\text{cm}$$

- 9<sup>er</sup> et 10<sup>ème</sup> étage :

$$L' = 80\text{cm}; h' = 60\text{cm}$$

Schémas de ferraillage des poteaux

## FERRAILLAGE DES POTEAUX

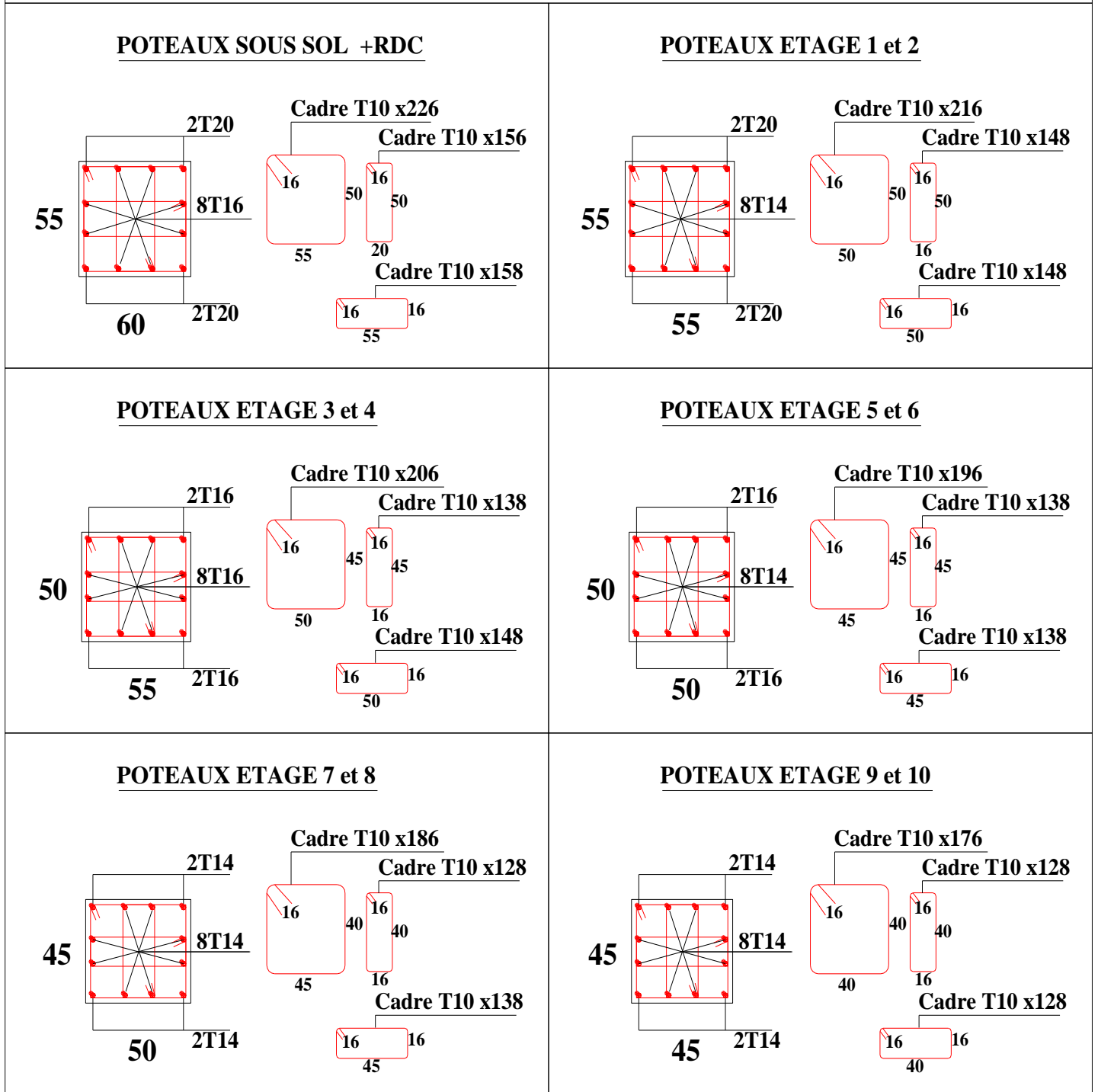
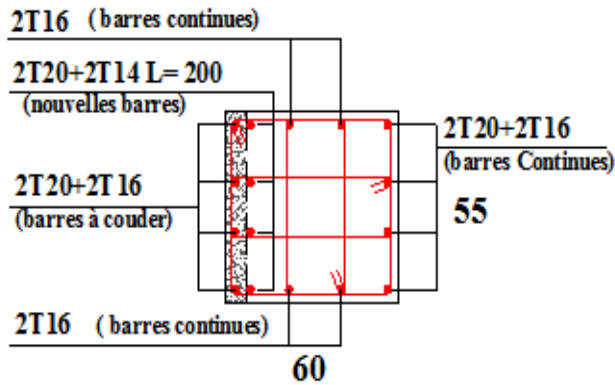


Figure 5.1 : Schéma de ferraillage des poteaux

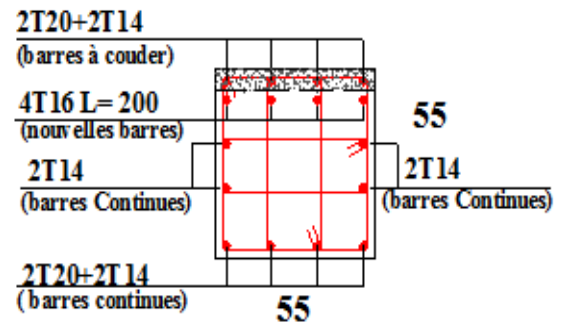
Détail de réduction des sections des poteaux

**DÉTAIL DE RÉDUCTION DES SECTION DES POTEAUX**

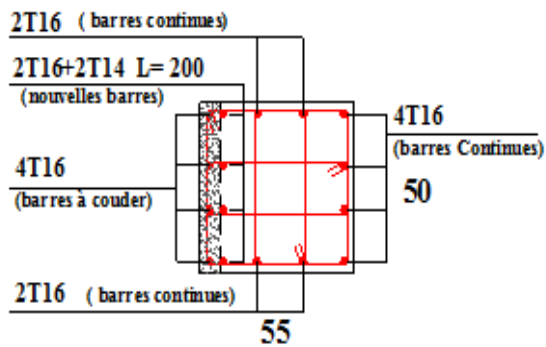
**POTEAUX RDC**



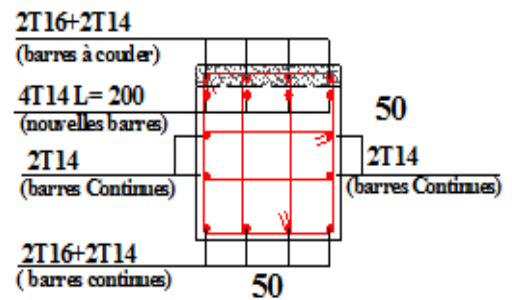
**POTEAUX ETAGE 2**



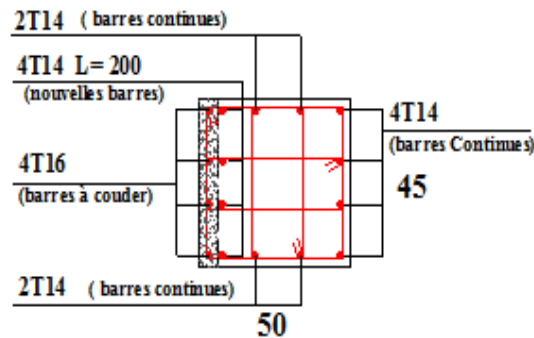
**POTEAUX ETAGE 4**



**POTEAUX ETAGE 6**



### POTEAUX ETAGE 8



## 5.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le **RPA** en zone **II.a**.

### ➤ Les combinaisons de calcul

- Situation durable selon BAEL91 ( $1.35G + 1.5Q$ ).....(1)
- Situation accidentelle selon le RPA99/2003 :  $G+Q\pm E$ .....(2)

$$0.8G\pm E.....(3)$$

$$G+Q.... (4)$$

La combinaison (1) ne permettra de déterminer le moment max en travée.

La combinaison (2) donne le moment négatif max en valeur absolue sur les appuis.

La combinaison (3) donne le moment négatif ou positif min en valeur absolue sous les appuis.

### ➤ Recommandation du RPA 99/version 2003

#### Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.05\%b \times h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :



- $4\%b \times h$  En zone courante.
- $6\%b \times h$  En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
- $40\phi$  En zone IIa.

avec :  $\phi_{max}$  : 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.

#### Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

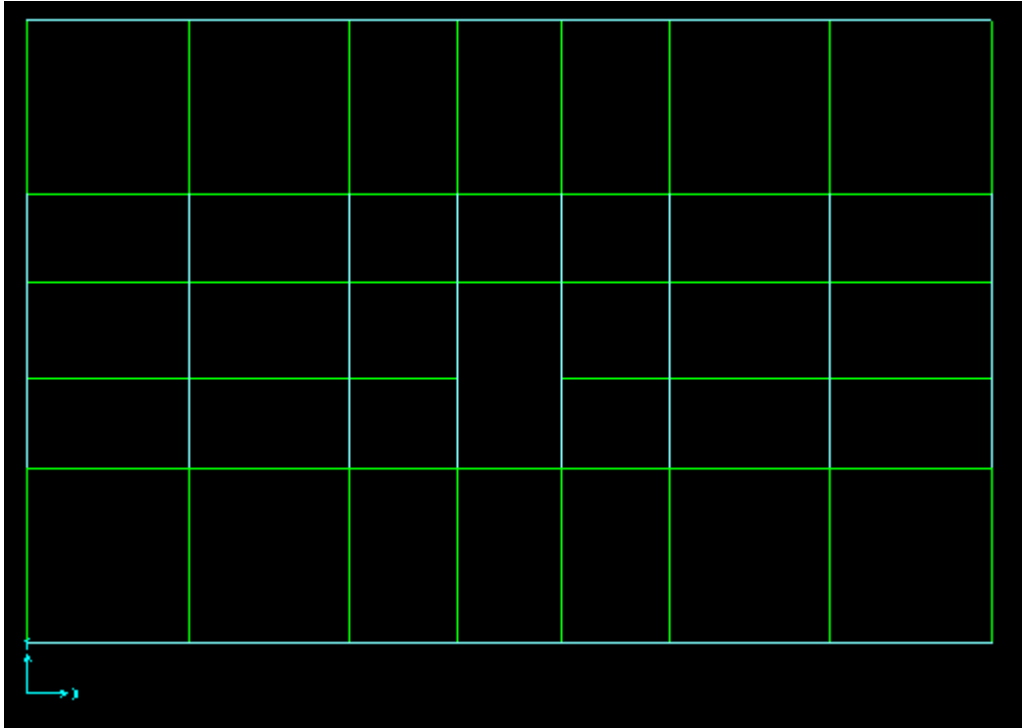
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right), \text{Zone nodale (Zone II)}.$$

$$S \leq \frac{h}{2}, \text{Zone courante (Zone II)}.$$

- La valeur du diamètre  $\phi_l$  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.

## 5.2.1. Calcul de ferrailage



## ➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul la poutre de la file verte au niveau de l'étage courant avec les sollicitations suivantes :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 39.36 \text{KN.m} \\ M_a = 147.42 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{cm} \quad d = 37 \text{cm} ; f_e = 400 \text{Mpa} ; f_{c28} = 25 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.067$$

$$\mu_{bu} = 0.067 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.087$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.357$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = 3.17\text{cm}^2$$

**En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.293$$

$$\mu_{bu} = 0.293 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.293 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.371$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.356$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = 13.44\text{cm}^2$$

$A_{\min} = 0.5\%b \times h = 6\text{cm}^2$  ;  $A_t < A_a = 16.61\text{cm}^2$  donc en ferraille avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3.17\text{cm}^2 \\ A_a = 13.44\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau ci dessous :

**Tableau 5.8 : Ferraillage des poutres**

Niveau	Couleur de file	Section	Localisation	M (KN.m)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barre
Sous sol	Verts	30×40	Appuis	158.41	14.69	6	14.67	3HA16+3HA20
			travées	80.15	6.73		6.88	3HA14+2HA12
	Bleus	30×40	Appuis	53.97	4.41	6	4.62	3HA14
			travées	21.45	1.70		4.62	3HA14
RDC	Verts	30×40	Appuis	122.58	10.82	6	12.66	3HA16+3HA20
			travées	62.12	5.12		6.16	3HA14+1HA14
	Bleus	30×40	Appuis	129.56	11.54	6	12.66	3HA14+3HA20
			travées	35.89	2.88		6.16	3HA14+1HA14
Etage courant	Verts	30×40	Appuis	115.016	10.05	6	10.65	3HA14+3HA16
			travées	64.69	5.34		6.16	3HA14+1HA14
	Bleus	30×40	Appuis	147.42	13.46	6	14.67	3HA16+5HA20
			travées	39.36	3.17		4.62	3HA14

Terrasse accessible	Verts	30×40	Appuis	115.55	10.11	6	10.65	3HA14+3HA16
			travées	61.82	5.09		6.16	3HA14+1HA14
	Bleus	30×40	Appuis	55.81	4.57	6	4.62	3HA14
			travées	38.45	3.09		4.62	3HA14
Terrasse inaccessible	Verts	30×40	Appuis	69.38	5.76	6	6.16	3HA14+1HA14
			travées	34.60	2.77		4.62	3HA14
	Bleus	30×40	Appuis	33.11	2.65	6	3.39	3HA12
			travées	16.19	1.34		3.39	3HA12

### 5.2.1.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version 2003

#### 1. Pourcentage maximum des armatures longitudinales

Pour l'ensemble des poutres on a : b = 30 cm ; h = 40cm

⇒ En zone courante :  $A_{max} = 4\%b \times h = 44.4cm^2 > A_{adopté} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

⇒ En zone de recouvrement :  $6\% b \times h = 66.6cm^2 > A_{adopté} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

#### 2. Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40\phi_L$  en zone II  $L_r > 40$

$\phi = 20mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80$  cm, on adopte  $L_r = 85$  cm.

$\phi = 16mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64$  cm, on adopte  $L_r = 65$ cm

$\phi = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56$  cm, on adopte  $L_r = 60$  cm.

$\phi = 12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48$  cm, on adopte  $L_r = 50$  cm.

#### 3. Les armatures transversales

Calcul de  $\phi_t$  :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min \left( \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

⇒  $\phi_t \leq \min(1.2; 1.14; 3) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2cm$  On prend  $\phi_t = 8 mm$

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

Soit un cadre + létrier HA8 pour l'ensemble des poutres.

**Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 :

- Zone nodale :  $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min})$  **Art (7.5.2.2)**

Pour toutes les poutres  $S_t \leq \min (10\text{cm} ; 12\text{cm})$  soit  $S_t = 10\text{cm}$ .

- Zone courante:  $S_t < h/2$  **Art (7.5.2.2)**

Pour toutes les poutres  $S_t \leq 20\text{cm}$  soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

**Vérification des sections d'armatures transversales**

On a  $A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2 \leq 2.51\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

**5.2.1.2. Verification à l'ELU**

**5.2.1.3. Vérification des Contraintes tangentielles**

Il faut vérifier l'effort tranchant tel que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5\text{Mpa}\right)$$

La vérification est effectuée pour les poutres les plus défavorables.

**Tableau 5.9 : Vérification des Contraintes tangentielles**

Couleur de la file	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Observation
Verte	186.306	1.55	3.33	Vérifiée
Bleu	210.037	1.75	3.33	Vérifiée

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots (1)$

Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \dots \dots \dots (2)$

Avec  $\gamma_s = 1.15$ ,  $f_e = 400\text{Mpa}$

**Tableau 5.10 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

Couleur de la file	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_L^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_L^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Verte	14.67	186.306	158.41	5.36	-8.32	Vérifiée

Bleu	14.67	210.037	147.42	6.04	-6.69	Vérifiée
------	-------	---------	--------	------	-------	----------

**Vérification à l'ELS**

**Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

**Etat limite de compression de béton**

Comme la fissuration est peu nuisible donc on à vérifier que la contrainte de compression du béton.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

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

**Tableau 5.11 : Vérification de la limite de compression du béton**

Couleur de la file	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)
Verte	Appuis	111.74	7.65	253729.57	3.37	15	Vérifiée
	Travée	56.5	10.08	135250.329	4.21	15	Vérifiée
Blue	Appuis	46.73	7.65	253729.57	1.41	15	Vérifiée
	Travée	28.37	10.97	94019.64	3.31	15	Vérifiée

**Etat 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

**Tableau 5.12 : Récapitulation de l'évaluation de la flèche**

	h <sub>t</sub> (cm)	B (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	h <sub>t</sub> /L	M <sub>t</sub> /(10×M <sub>0</sub> )	A <sub>s</sub> /(b <sub>0</sub> ×d)	4.2/f <sub>e</sub>	(1)	(2)	(3)
Verte	40	30	510	14.67	0.0784	0.0513	0.0062	0.0105	Vérif	Vérif	Vérif

Conclusion : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferraillage des poutres

<b>POUTRES PLANCHER SOUS SOL</b>				
<b>Verts (principales)</b>	<b>TRAVEE</b>			<b>APPUIS</b>
<b>Bleus (secondaires)</b>	<b>TRAVEE</b>			<b>APPUIS</b>

POUTRES PLANCHER RDC			
Vrts (principales)	TRAVEE	APPUIS	
Bleus (secondaires)	TRAVEE	APPUIS	



POUTRES PLANCHER ETAGES COURANTS			
Vrts (principales)	TRAVEE	APPUIS	
Bleus (secondaires)	TRAVEE	APPUIS	

### POUTRE PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE

	<u>TRAVEE</u>	<u>APPUIS</u>
<u>VERTS</u> <u>(PRINCIPALE)</u>	<p>3T14 CadT8x136 etrT8x86 1T14 chp 40 30 25 35 35</p>	<p>3T14 CadT8x136 etrT8x86 3T16 chp 40 30 25 35 35</p>
<u>BLEUS</u> <u>(SECONDAIRE)</u>	<p>3T14 CadT8x136 etrT8x86 40 30 25 35 35</p>	<p>3T14 CadT8x136 etrT8x86 40 30 25 35 35</p>

### POUTRE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

	<u>TRAVEE</u>	<u>APPUIS</u>
<u>VERTS</u> <u>(PRINCIPALE)</u>	<p>3T14 CadT8x136 etrT8x86 40 30 25 35 35</p>	<p>3T14 CadT8x136 etrT8x86 1T14 chp 40 30 25 35 35</p>
<u>BLEUS</u> <u>(SECONDAIRE)</u>	<p>3T12 CadT8x136 etrT8x86 40 30 25 35 35</p>	<p>3T12 CadT8x136 etrT8x86 40 30 25 35 35</p>

**5.2.2. Vérification des zones nodales**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le *RPA99addenda2003* (Art. 7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

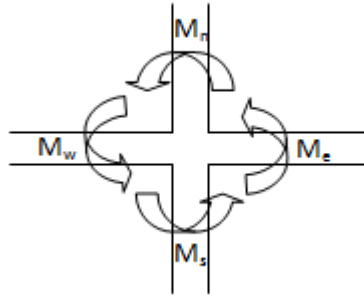


Figure 5.2 : La zone nodale

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

- **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

$Z = 0.9 h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

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

$A_s$  : Armature tendue.

**Les poteaux :**

**Tableau 5.13 : Moment résistant dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>n</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> (KN.m)	M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> (KN.m)
Sous-sol et RDC	60×55	0.54	9.36	10.36	175.89	194.685	370.57
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	55×55	0.495	8.04	9.36	138.49	161.23	299.72
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	55×50	0.495	7.10	8.04	122.30	138.49	260.79
5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> étage	50×50	0.45	6.16	7.10	96.46	111.186	207.64

7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage	50×45	0.45	6.16	6.16	96.46	96.46	192.92
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> étage	45×45	0.405	6.16	6.16	86.81	86.81	173.62

### Les poutres

**Tableau 5.14 : Moment résistant dans les poutres**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	A <sub>g</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>d</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1.25 (M <sub>n</sub> +M <sub>s</sub> ) (KN.m)
Plancher sous-sol	30×40	0.36	4.62	14.67	57.88	183.78	302.08
Plancher étage courant	30×40	0.36	4.62	10.65	57.88	133.42	239.125
Plancher étage courant	30×40	0.36	4.62	4.62	57.88	57.88	144.7

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

### 5.3. Les voiles

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encadré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

**Recommandation du RPA99/2003.****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 :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

$L_t$ : 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  $s_t \leq e$  ( $e$  : 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.

**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  $10\phi_l$ .

**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.

**Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

**Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\%$  De la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$  De la section du voile, dans la zone courante.

$\emptyset_t \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .

Les deux nappes d'armatures horizontales 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 :

$40\emptyset$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

$20\emptyset$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### 5.3.1. Calcul de ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_{v\min}/\text{voile}$  : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$A_{v\min} = 0.15\% \times b \times L$ .

$A_{v\text{calculé}}/\text{face}$  : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_{v\text{adopté}}/\text{face}$  : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$  : Nombre de barres adoptées par face.

$S_t$  : Espacement.

$A_{h\min}/\text{face}$  : section d'armatures horizontales dans le voile complet.  $A_{h\min} = 0.15 \times b \times h$ .

$A_{h\text{calculé}}/\text{face}$  : section d'armatures horizontales calculées. ( $A_{\text{adopté}}/4$ ).

$A_{h\text{adopté}}/\text{face}$  : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$  : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

**Tableau 5.15 : Récapitulation du ferrailage du voile V<sub>1</sub>**

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>er</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage	10 <sup>eme</sup> étage
L (cm)	300	300	300	300	300	180
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	5.377	-18.996	6.03	9.62	7.11	-22.61
N (KN)	-3120.262	-2293.59	-1735.95	1295.27	-800.65	-109.26

Section	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement tendue	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	1048.118	768.93	549.664	367.13	230.901	115.913
$\tau$ (MPa)	1.642	1.533	1.425	0.952	0.723	0.501
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$A^V_{Calcul}/f_{ace}$ (cm <sup>2</sup> )	44.931	28.9	25.041	18.719	11.612	2.112
$A^V_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12	12	12	12	12	7.20
$A^V_{Adopter}$ (cm <sup>2</sup> )	45.72	30.15	26.52	21.36	18.08	9.04
$N^{barre}/f_{ace}$	4HA16+12HA20	16HA16	12HA14+4HA16	8HA12+8HA14	16HA12	8HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{Calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	2.55	1.87	1.34	0.89	0.56	0.47
$A^h_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
$A^h_{Adopter}$ (cm <sup>2</sup> )	12.32	11.30	11.30	11.30	11.30	11.30
$N^{barre}/f_{ace}$	8HA14	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau 5.16 : Récapitulation du ferraillage du voile V<sub>2</sub>

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>er</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage
L (cm)	280	280	280	280	280
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	-18.35	-41.72	-61.99	-27.67	22.306
N (KN)	-2591.27	-1532.77	-1238.408	-887.158	-483.71
Section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	953.37	471.45	332.98	246.239	148.266

$\tau$ (MPa)	2.648	1.310	0.925	0.684	0.412
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5
$A^V_{Calcul}/face$ (cm <sup>2</sup> )	37.532	22.676	18.757	13.179	7.297
$A^V_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2
$A^V_{Adopter}$ (cm <sup>2</sup> )	39.44	24.38	19.92	16.64	15.82
$N_{barre}/face$	4HA16+10HA 20	8HA14+6HA 16	4HA12+10HA 14	12HA12+2HA14	14HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20	20
$A^h_{Calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	2.48	1.23	0.87	0.64	0.39
$A^h_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	12.24	9.18	9.18	9.18	9.18
$A^h_{Adopter}$ (cm <sup>2</sup> )	12.32	11.30	11.30	11.30	11.30
$N_{barre}/face$	8HA14	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15

Tableau 5.17 : Récapitulation du ferraillage du voile V<sub>3</sub>

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>er</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage	8 <sup>eme</sup> et 9 <sup>eme</sup> étage	10 <sup>eme</sup> étage
L (cm)	150	150	150	150	150	130
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M (KN.m)	1438.72	195.198	15.31	103.1	60.78	101.77
N (KN)	1067.95	-1062.273	-827.7	-692.1	-518.77	-149.98
Section	Partiellemen t comprimée	Entièrement comprimée	Entièreme nt comprimée	Entièrement t tendue	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	768.933	184.304	155.591	122.089	72.350	59.724
$\tau$ (MPa)	3.987	0.956	0.807	0.633	0.375	0.310
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$A^V_{Calcul}/fa$ $ce$ (cm <sup>2</sup> )	39.914	18.158	12.38	11.23	8.004	0.512
$A^V_{min}$	4.5	6	6	6	6	4.5



(cm <sup>2</sup> )						
$A_{V_{Adopter}}^V$ (cm <sup>2</sup> )	41.70	25.32	23.44	21.56	15.82	13.56
$N_{barre/fac}$ e	2HA16+12HA20	6HA14+8HA16	10HA14+4HA16	14HA14	14HA12	14HA12
$S_t$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_{h_{Calcul}}^h$ (cm <sup>2</sup> )	3.74	0.90	0.76	0.59	0.35	0.33
$A_{h_{min}}^h$ (cm <sup>2</sup> )	0.45	9.18	9.18	9.18	9.18	0.45
$A_{h_{Adopter}}^h$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	11.03	11.03	11.03	11.03	2.26
$N_{barre/fac}$ e	8HA14	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
$S_t$ (cm)	15	15	15	15	15	15

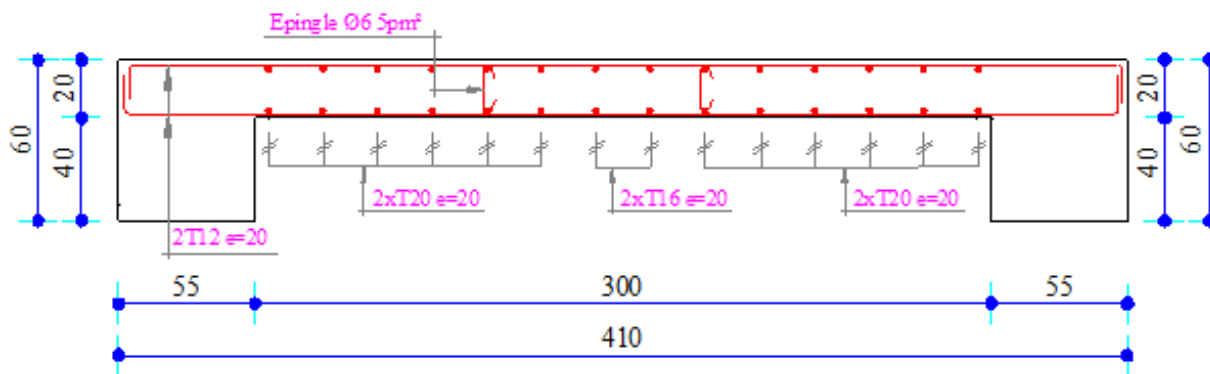


Figure 5.3 : Schéma de ferraillage du voile V<sub>1</sub>

# Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

## 6.1. Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## 6.2. Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.
- Les tassements de consolidation et de fluage.

Pour le choix de 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, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2.00 bars.

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1)  $G + Q \pm E$ ;      2)  $0.8 \times G \pm E$

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 des semelles isolées

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- $N$  : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000*.
- $S$  : surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

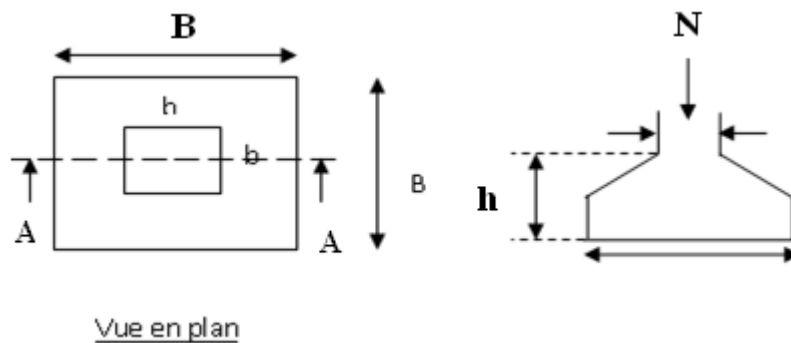


Figure 6.1 : semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $b \times b$ ), donc  $S = B^2$ .

$$N_s = 1909.52 \text{ KN}, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad \text{AN: } B = 3.1 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x varie entre 3 m et 4.7m.

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.6 m et 5.1m.

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

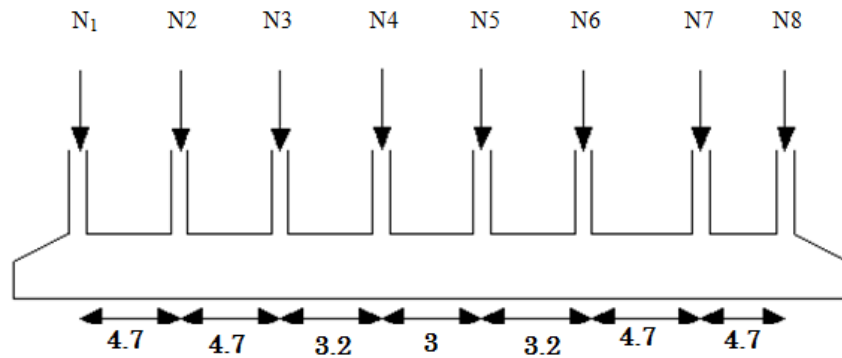


Figure 6.2 : Semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de 8 poteaux.

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau «  $i$  » à l'ELS.

$$N_1 = 571.377 \text{ KN}, N_2 = 1909.52 \text{ KN}, N_3 = 1611.797 \text{ KN}, N_4 = 1010.82 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1010.67 \text{ KN}, N_6 = 1556.817 \text{ KN}, N_7 = 1841.18 \text{ KN}, N_8 = 570.311 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 10082.492 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{10082.492}{200 \times 28.75} = 1.75 \text{ m}$$

On opte pour  $B = 1.75 \text{ m}$ .

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

### 6.3.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les 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.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

### Pré dimensionnement :

#### La condition de coffrage :

##### Nervure

$$\frac{L_{max}}{9} h_p \leq \frac{L_{max}}{6} \Rightarrow h_p = \frac{L_{max}}{7} = \frac{510}{7} = 72.85cm$$

#### **A. FUNTES; calcul pratique des ouvrages en béton armé. Edition DUNOD 1978.**

##### Dalle:

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5cm \Rightarrow h_r = 45cm$$

$L_{max} = 5.10$  m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$h_r$  : Hauteur du radier.

#### Vérification de la condition de non fragilité

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

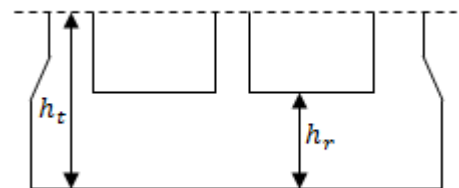


Figure 6.3 : Dimensionnement de radier

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

**E** : module d'élasticité du béton,  $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$

**I** : inertie de la section du radier.

**K** : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$ .

**b**: la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow H_t \geq \sqrt[3]{\frac{48(L_{max} - a)^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 64.1cm$$

Avec :  $L_{\max} = 5.10\text{m}$ ,  $a = 0.55\text{m}$

On opte pour :  $h_t = 90\text{ cm}$ .

### Surface du radier

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_S \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_S}$$

$$N' = N_s + P_{radier} + P_{nervure}$$

$$N_s = 82459.218\text{ KN}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.45 \times 570 = 6412.5\text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times 0.6 \times 0.45 \times 331 = 2234.25\text{ KN}$$

$$N' = 82459.218 + 6412.5 + 2234.25 = 91105.968\text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq 455.53\text{ m}^2$$

$$\text{On a } S_{bat} = 570\text{ m}^2 > S_{rad} = 455.53\text{ m}^2$$

Donc on opte pour  $S_{rad} = S_{bat} = 570\text{ m}^2 \rightarrow$  on a pas besoin de débord.

### Les vérifications nécessaires

#### Vérification du poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Art A. 5. 2 , 42)}$$

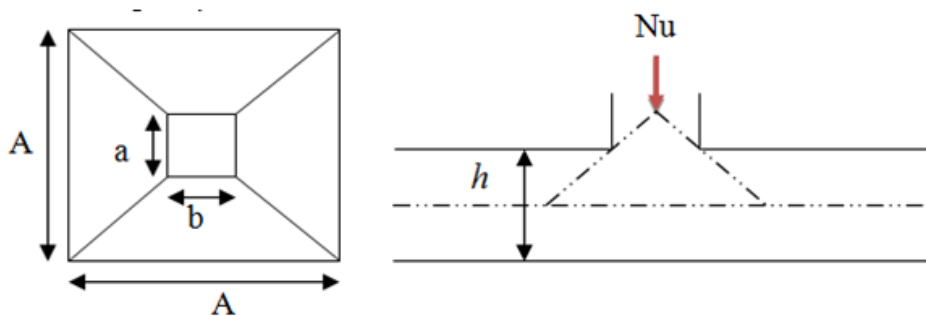


Figure 6.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentre

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_C = 2 \times (A + B) \quad ; \text{ Avec } \begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$A=0.6+0.9=1.5 \text{ m} ; B = 0.55 + 0.9 = 1.45 \text{ m}$$

On trouve  $U_C = 5.9 \text{ m}$

$$Nu = 2636.628 \leq 0.045 \times 5.9 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5} = 3982.628 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée. il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### Vérification des contraintes dans le sol

L'effort normal dû aux charges verticales à l'ELS

$M_y, M_x$  : Moments sismiques à la base tirée du logiciel sap2000 à l'ELS

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{(\text{max};\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G; Y_G)$$

$$I_x = 38581.87 \text{ m}^4, \quad X_G = 14.25 \text{ m}, \quad M_x = 20.6579 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 19000 \text{ m}^4, \quad Y_G = 10 \text{ m}, \quad M_y = 13.270 \text{ KN.m}$$

#### Sens xx:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = \frac{91.105}{570} + \frac{13.270 \times 10}{19000} = 0.166 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G = \frac{91.105}{570} - \frac{13.270 \times 10}{19000} = 0.152 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.162 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPA}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens X-X

#### Sens yy:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} \times X_G = \frac{91.105}{570} + \frac{20.6579 \times 14.25}{38581.87} = 0.167 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} \times X_G = \frac{91.105}{570} - \frac{20.6579 \times 14.25}{38581.87} = 0.152 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.163 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0.2 \text{ MPA}$$

La contrainte est vérifiée selon yy.

### Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

#### Sens xx

$$e = \frac{20.6579}{91.105} = 0.22 < \frac{28.5}{4} = 7.125 \text{ m} ; \text{ La condition est vérifiée}$$

#### Sens yy

$$e = \frac{13.270}{91.105} = 0.145 < \frac{20}{4} = 5 \text{ m} ; \text{ La condition est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de renversement dans les deux sens.

### Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 \times h_t = 0.81 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S} = \frac{113.497 \times 5.1}{2 \times 570} = 507.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{507.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.81} = 0.625 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

### Ferraillage du radier générale

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

### Calcul des sollicitations

$$N_u = 113496.827 \text{ KN}$$



$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{113496.826}{570} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 4.7 \text{ m} ; L_y = 5.10 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

### Calcul à l'ELU

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.92 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0437 * 200 * 4.7^2 = 193.066 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 159.299 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 164.106 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 135.404 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -57.92 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.45) \text{ m}^2$

### Condition de non fragilité

$$\text{En travée : } \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0.92 \end{cases} \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

### Sens X-X

$$A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 11.62 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Sens Y-Y

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 9.50 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**En appuis :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.1 : Section de ferrailage**

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> /ml	St (cm)
Travée	X-X	164.106	11.62	3.74	6HA16=12.06	15
	Y-Y	135.404	9.50	3.6	5HA16=10.05	20
Appuis		57.92	4.02	5.07	5HA12=5.65	20

### Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

### Sens x-x

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 469.83 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 213.71 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 469.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{469.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.42} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

### A l'ELS

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{82459.962}{570} = 144.666 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.92 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0509 * 144.666 * 4.7^2 = 162.66 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 143.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 138.261 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 121.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -48.798 \text{ KN.m}$$

Tableau 6.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
Travée	X-X	138.261	14.99	3.74	12.06	218057.578	10.7	6.75	V	298.16	Non vérifiée
	Y-Y	121.65	13.19	3.6	10.05	187674.336	9.84	6.37	V	312.69	Non vérifiée
Appuis		48.798	5.23	5.1	5.65	114921.41	7.63	3.24	V	218.913	Non vérifiée

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus A<sub>s</sub> en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de BAEL (Chapitre E.III.3.a)

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} ; \cos \varphi = \lambda^{-3/2} ; \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos \left( 240^\circ + \frac{\varphi}{3} \right) ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28} ; A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau 6.3 : Recalcul des sections d'armature à l'ELS

		M (KN.m)	λ	ϑ (°)	α	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté/ml</sub>
Travée	X-X	138.261	1.116	31.98	0.30	5.76	17.99	3.74	9HA16=18.10
	Y-Y	121.65	1.103	30.32	0.285	5.36	15.91	3.6	8HA16=16.08
Appuis		48.798	1.041	19.69	0.188	3.11	6.08	5.07	5HA14=7.07

Tableau 6.4 : Revérification des contraintes du radier

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Obs
Travée	X-X	138.261	17.99	3.74	18.10	310986.385	12.84	5.71	V	194.46	V
	Y-Y	121.65	15.91	3.6	16.08	310986.385	12.84	5.02	V	171.10	V
Appuis		48.798	6.08	5.07	7.70	142833.439	8.76	2.99	V	170.34	V

Toutes les contraintes sont vérifiées.

### Ferraillage du radier

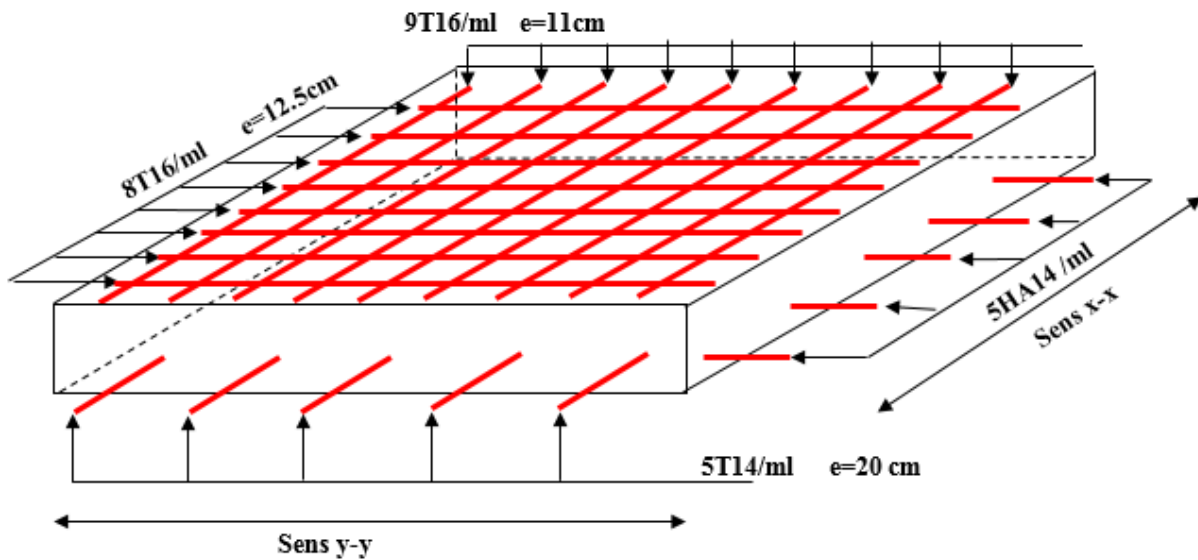


Figure 6.5 : Ferraillage du radier

#### ➤ Les nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

$P_m$  : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$  : Charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge.

#### Charge trapézoïdale

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$$

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]; \text{ Avec : } \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

### Charge triangulaire

$$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

### Calcul des sollicitations

- **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = -0.15M_0; \text{ Avec } M_0 = \frac{Q l^2}{8}$$

- **Moment en travée**

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

### Sens longitudinale X-X

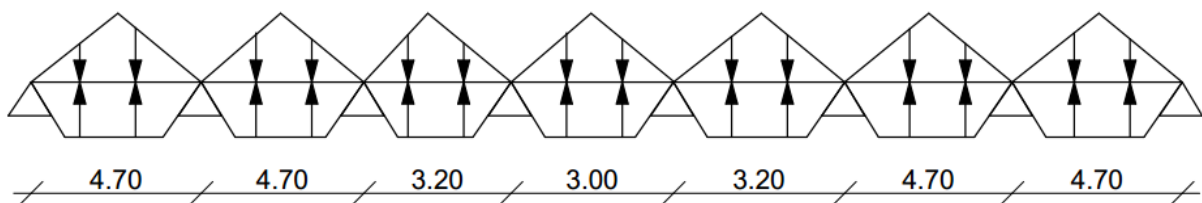


Figure 6.6 : Schéma statique de la nervure dans le sens X-X

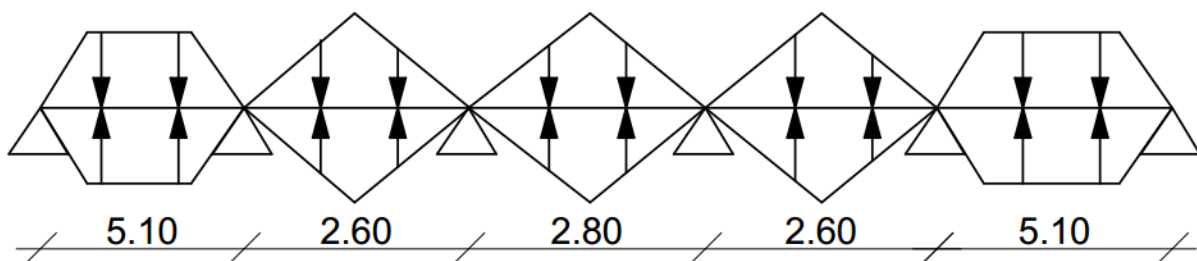
Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **ELU****Tableau 6.5 : Résultat de calcul des sollicitations à L'ELU sens XX**

Travée	$L_x$ (m)	$L'_x$ (m)	P (KN)	$M_a$ (KN.m)	X (m)	$M_t$ (KN.m)
A_B	4.7	4.7	994.25	956.260	3.40	-553.63
B_C	4.7	3.76	994.25	956.260	2.35	-553.63
C_D	3.2	2.56	503	334.17	0.627	-183.71
D_E	3	2.4	446	278.26	1.40	-166.01
E_F	3.2	2.56	503	334.17	0.627	-183.704
F_G	4.7	3.76	994.25	956.26	2.35	-553.63
G_H	4.7	4.7	994.25	956.26	3.40	-553.63

➤ **ELS****Tableau 6.6 : Résultat de calcul des sollicitations à L'ELS sens XX**

Travée	$L_x$ (m)	$L'_x$ (m)	P (KN)	$M_a$ (KN.m)	X (m)	$M_t$ (KN.m)
A_B	4.7	4.7	719.171	691.69	3.37	-400.45
B_C	4.7	3.76	719.171	691.69	2.35	-400.45
C_D	3.2	2.56	363.83	241.72	0.627	-132.88
D_E	3	2.4	322.605	201.27	1.40	-120.708
E_F	3.2	2.56	363.83	241.72	0.627	-132.88
F_G	4.7	3.76	719.17	691.69	2.35	-400.45
G_H	4.7	4.7	719.17	691.69	3.40	-400.45

**Sens transversale Y-Y****Figure 6.7 : Schéma statique de la nervure dans le sens Y-Y**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **ELU**

**Tableau 6.7 : Résultat de calcul des sollicitations à L'ELU sens YY**

Travée	L <sub>x</sub> (m)	L' <sub>x</sub> (m)	P (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A_B	5.10	5.10	1292.5	1371.59	3.69	-794.14
B_C	2.6	2.08	338	183.08	0.98	-109.85
C_D	2.8	2.24	392	228.66	1.48	-137/2
D_E	2.6	2.08	338	183.08	0.98	-109.85
E_F	5.10	5.10	1292.5	1371.19	3.69	-794.14

➤ **ELS**

**Tableau 6.8 : Résultat de calcul des sollicitations à L'ELS sens YY**

Travée	L <sub>x</sub> (m)	L' <sub>x</sub> (m)	P (KN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A_B	5.10	5.10	934.9	992.11	3.69	-574.42
B_C	2.6	2.08	244.84	132.45	0.98	-79.46
C_D	2.8	2.24	283.34	165.4	1.48	-99.24
D_E	2.6	2.08	244.84	132.45	0.98	-79.46
E_F	5.10	5.10	934.9	992.11	3.69	-574.42

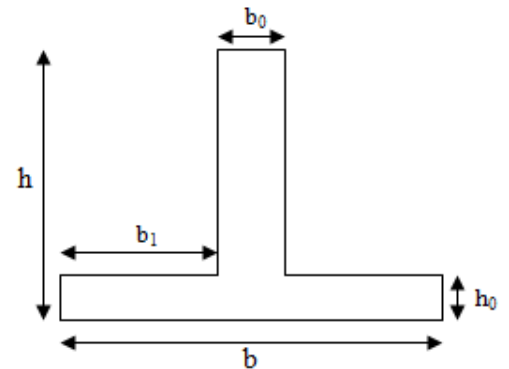
**Ferrailage des nervures**

$h_t = 0.9\text{m}, h_r = 0.45\text{m}, b_0 = 0.60\text{m}, d = 0.81\text{m}$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{300}{10}; \frac{510}{2}\right)$

$b_1 \leq \min(30; 255) \Rightarrow b_1 = 30\text{ cm}$

$b = b_1 \times 2 + b_0 = 120\text{ cm}$



**Tableau 6.9 : Section de ferrailage des nervures**

Localisation		M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X_X	Travée	-553.63	20.164	11.73	5HA20+3HA16=21.7
	Appuis	996.260	37.099	11.73	5HA20+7HA20=37.70
Y_Y	Travée	-794.14	29.269	11.73	5HA20+5HA20=29.46
	Appuis	1371.49	52.10	11.73	5HA20 +8HA25=54.58

**Vérification des conditions de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.2 \times 0.81 \times 2.1 / 400 = 11.73 \text{ cm}^2$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times h_0 \times (d - h_0/2) = 14.2 \times 1.2 \times 0.45 \times (0.81 - 0.45/2) = 4485.78 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u$  dans les deux sens  $\rightarrow$  les nervures seront calculées comme des sections rectangulaires ( $b \times h$ ).

**Tableau 6.10 : Section de ferrailage et vérification des contraintes**

Sens	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
X_X	Travée	-400.45	14.62	11.73	6HA20=18.84	1353811.049	17.32	5.12	282.54
	Appuis	691.69	25.36	11.73	3HA20+8HA16=25.50	1743122.031	19.75	7.83	364.57
Y_Y	Travée	-574.42	20.94	11.73	7HA20=21.98	1541153.795	18.52	6.9	349.31
	Appuis	992.11	36.93	11.73	7HA20+8HA16=38.06	2406625.344	23.4	9.64	356.17

On remarque que la condition  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendus  $A_s$  en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service  $\bar{\sigma}_s$ .

La méthode de calcul à suivre est celle de BAEL (Chapitre E.III.3.a)

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times Ms}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} ; \cos \varphi = \lambda^{-3/2} ; \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos \left( 240^\circ + \frac{\varphi}{3} \right) ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28} ; A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}$$

**Tableau 6.11 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS**

		M (KN.m)	$\lambda$	$\varphi$ (°)	$\alpha$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	-400.45	1.07	25.38	0.24	4.24	24.52	11.73	5HA20fil+5HA16= 25.76
	Y-Y	691.69	1.13	33.64	0.31	6.04	45.13	11.73	5HA20fil+10HA20= 47.12



Appuis	X-X	-574.42	1.11	31.23	0.29	5.49	38.37	11.73	5HA20 fil +10HA20= 47.13
	Y-Y	992.11	1.19	39.62	0.37	7.89	70.36	11.73	5HA25fil+10HA25= 73.63

**Tableau 6.12 : Revérification des contraintes de la nervure**

Localisation		M <sub>t</sub> (KN.m)	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub>	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	Observation	σ <sub>s</sub> (Mpa)	Observation
Travée	X-X	400.45	25.76	11.73	25.13	1722264.611	19.63	4.56	Vérifiée	194.68	Vérifiée
	Y-Y	691.69	47.12	11.73	45.74	2776380.104	25.24	6.28	Vérifiée	189.63	Vérifiée
Appuis	X-X	574.42	47.13	11.73	39.46	2469774.172	23.76	5.53	Vérifiée	199.69	Vérifiée
	Y-Y	992.11	73.63	11.73	71.48	3868692.869	30.14	7.73	Vérifiée	195.64	Vérifiée

Schéma de ferrailage des nervures :

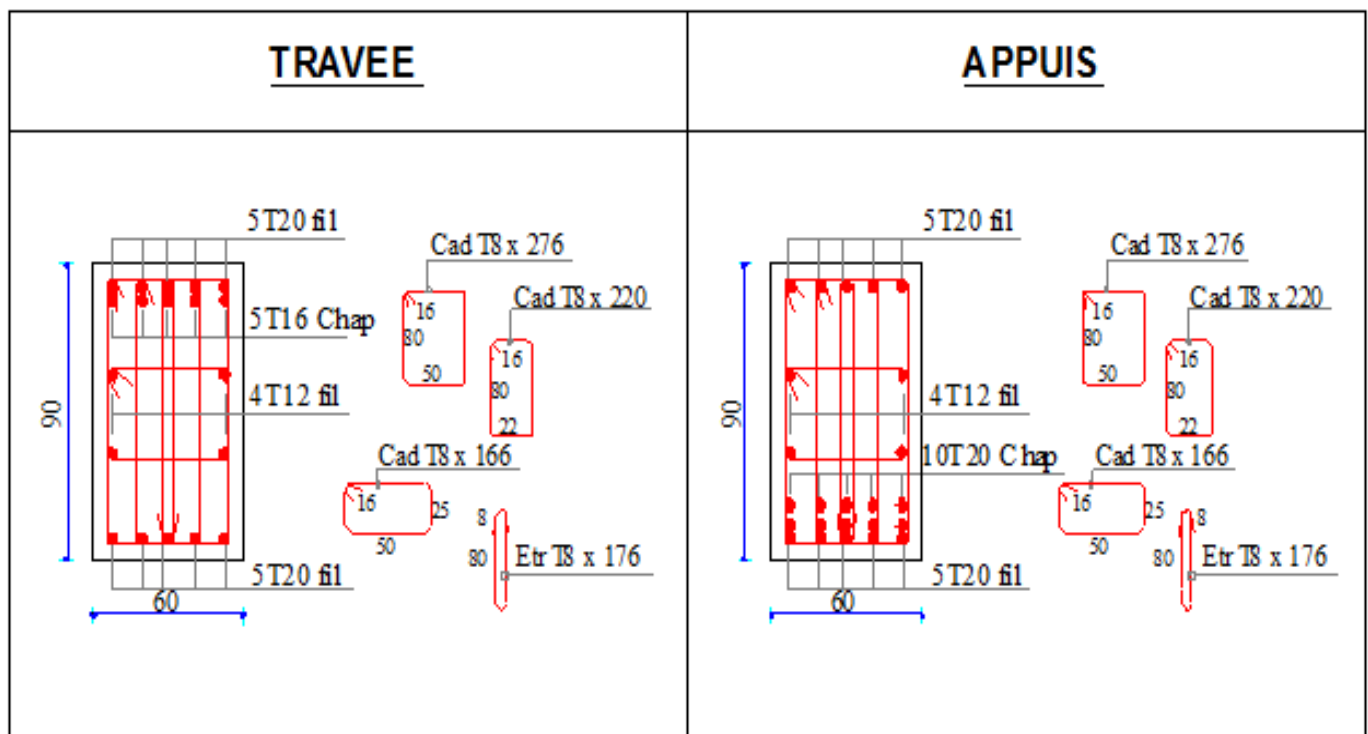


Figure 6.8 : Schéma de ferrailage dans le sens X-X

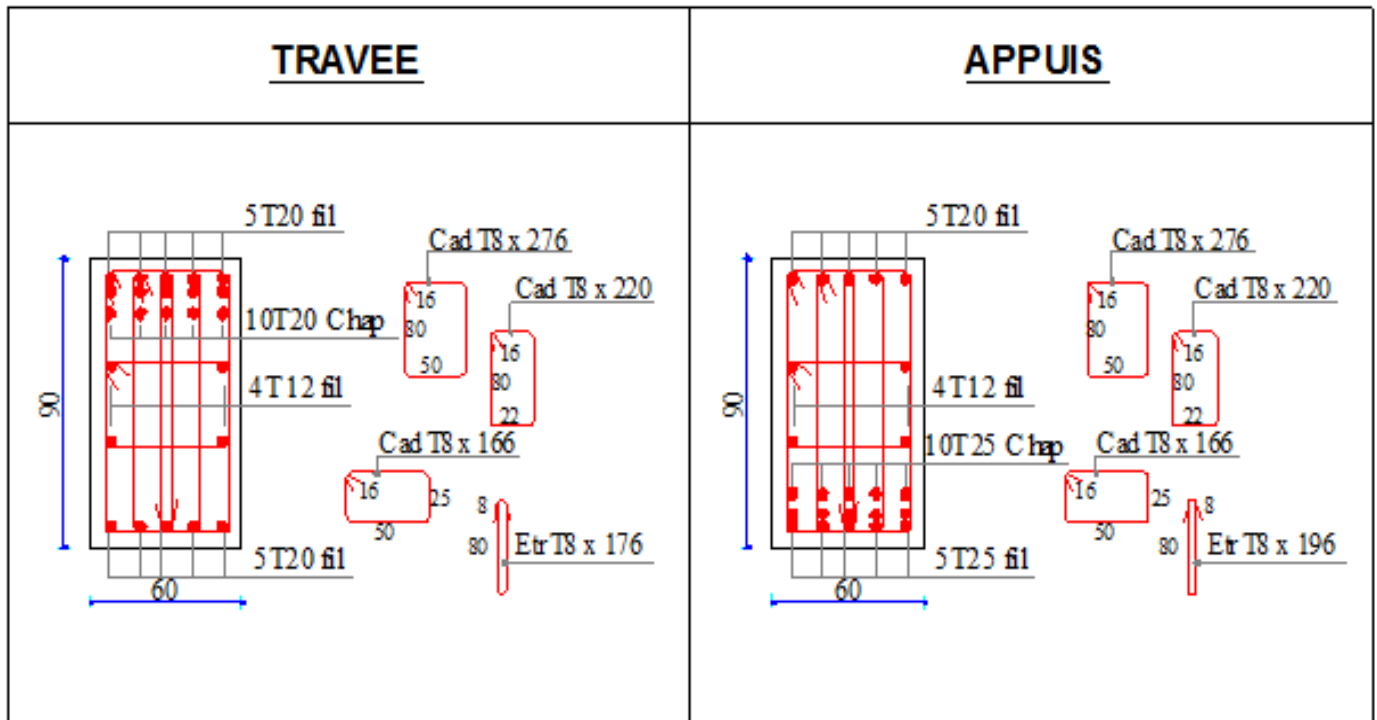


Figure 6.9 : Schéma de ferrailage dans le sens Y-Y

#### 6.4. Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol).

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

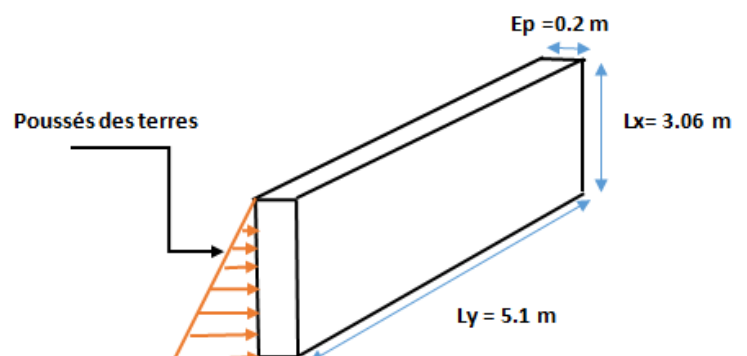
Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale  $E_p \geq 15$  cm.

#### Dimensionnement des voiles

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend,  $E_p = 20$  cm



**Caractéristique des sols :**

Poids spécifique :  $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 20^\circ$

Cohésion :  $C=0$

**6.4.1. Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis à :

**Poussée des terres :**

$$P_1 = \gamma \times h \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

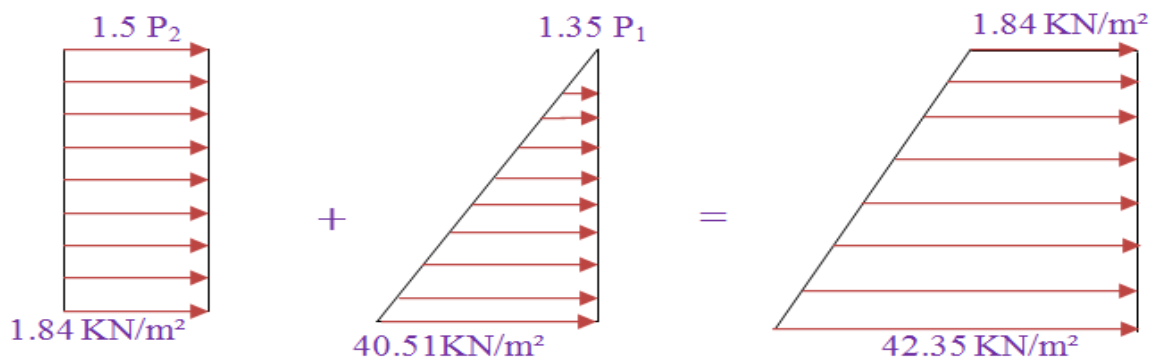
$$P_1 = 20 \times 3.06 \times \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 30.006 \text{ KN/m}^2.$$

**Charge et surcharge**

$$P_2 = Q \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 2.5 \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 1.23 \text{ KN/m}^2.$$

**6.4.2. Ferrailage de voile périphérique :****Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 42.35 \text{ KN/m}^2.$$



Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 5.10 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times P_2 = 1.84 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 42.35 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 32.22 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 32.22 \text{ KN/m}$$

**ELU :**

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.6 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases} \quad \text{(BAEL Annex I)}$$

$$\text{on a : } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.0822 * 32.22 * 3.06^2 = 24.8 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 21.08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 6.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -9.22 \text{ KN.m}$$

**BAEL91 (calcul des dalles pleines)**

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec  $A_{min} = 0.1\%b \times h \Rightarrow$  condition du RPA

**Tableau 6.13 : Section de ferrillage**

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	X_X	21.08	0.051	0.066	0.165	3.67	2	4HA12= 4.52	25
	Y_Y	6.21	0.015	0.019	0.168	1.062	2	4HA12= 4.52	25
Appuis		9.22	0.024	0.030	0.167	1.70	2	4HA12= 4.52	25

**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{32.22 \times 5.1}{2} = 82.161 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.48 < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

### ELS

$$\begin{cases} \sigma_{min} = P_2 = 1.23 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = P_1 + P_2 = 30.006 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.81 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = 22.81 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.6 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0870 \\ \mu_y = 0.4672 \end{cases} \quad (\text{BAEL Annex I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.087 * 22.81 * 3.06^2 = 18.58 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée} : \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 15.79 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 7.378 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} : M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -7.43 \text{ KN.m} \quad \text{BAEL91 (calcul des dalles pleins)}$$

### Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.14 : Vérification des contraintes**

Localisation		M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>s</sub> (Mpa)	Obs
Travée	X_X	15.79	4.162	13577.57	4.84	15	195.19	201.64	V
	Y_Y	7.378	4.162	13577.57	2.26	15	104.64	201.64	V
Appuis		7.432	4.162	13577.57	2.27	15	105.41	201.64	V

## 6.4.3. Schéma de ferrailage

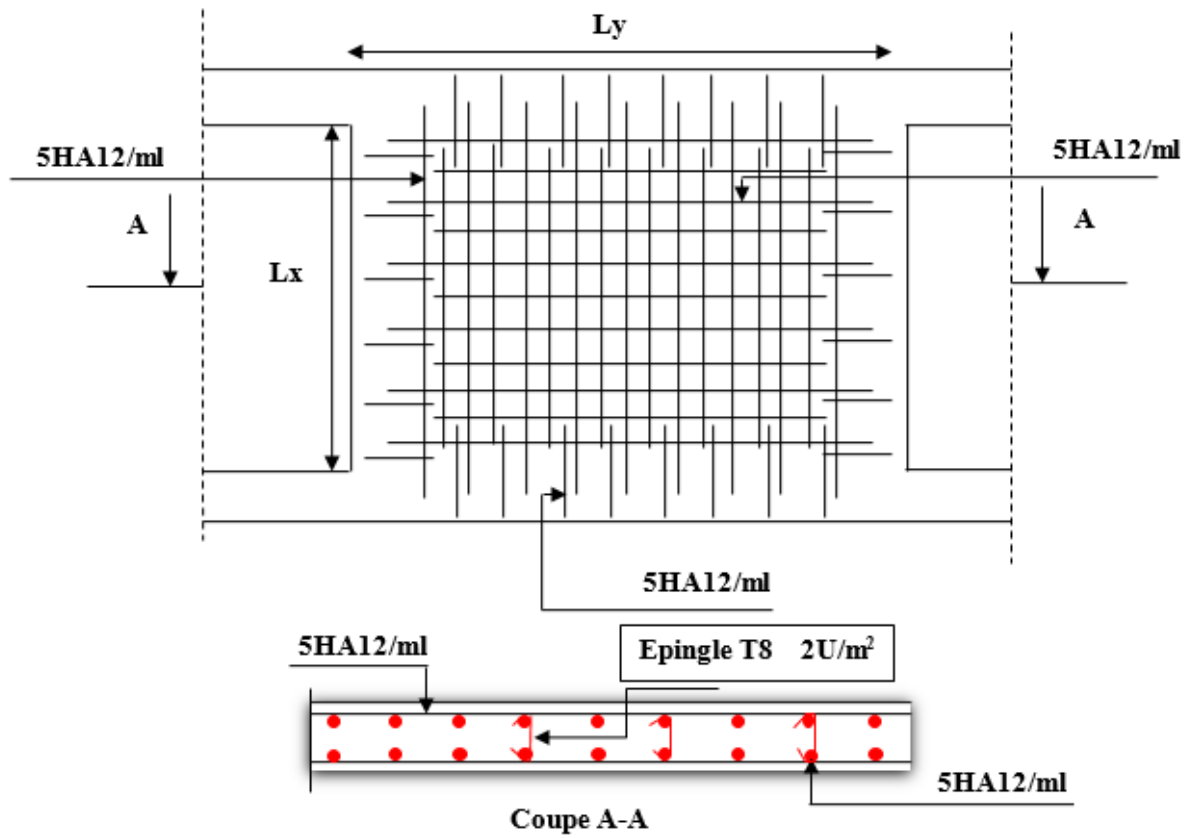


Figure 6.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

# Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusion. Parmi celle-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Pour les structures comportant des sous-sols, l'hypothèse de la boîte rigide et d'encastrement aux niveaux du RDC n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sol peut influencer largement le comportement dynamique de la structure. Ceci est vérifié dans le cas de notre bloc. A cet effet la prise en compte des sous-sols dans la modélisation, reproduirais mieux le comportement réel des structure.
- Le choix de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure à ne pas négliger, et un facteur de réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très importante qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistant de l'ouvrage, tout en respectant les section minimales requises par les règlements en vigueur.

En dernier on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons ainsi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

**Savoir pour prévoir, prévoir pour agir**