

*RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA- BEJAIA
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL*

Mémoire de fin d'études

*En Vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure*

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+5+2entresols) à usage
d'habitation et commercial contreventé par un
système mixte (Voiles - Portiques)*

Préparé par :

**M^r Lekrim Farid
M^r Medjkdoud Nadjib**

Encadré par :

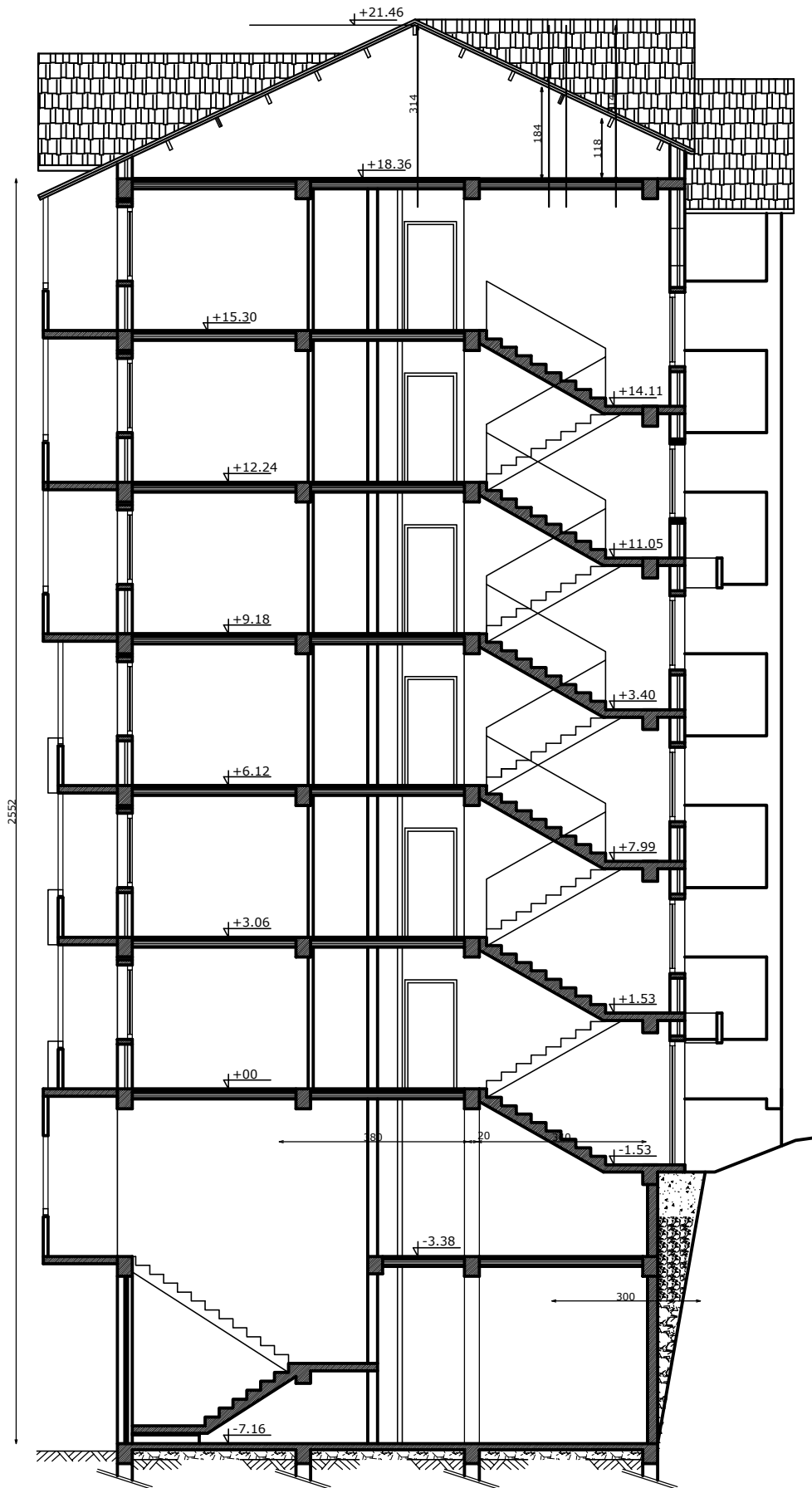
M^{me} AREZKI

Jury:

**M^r Bendadouche
M^r Haddi**

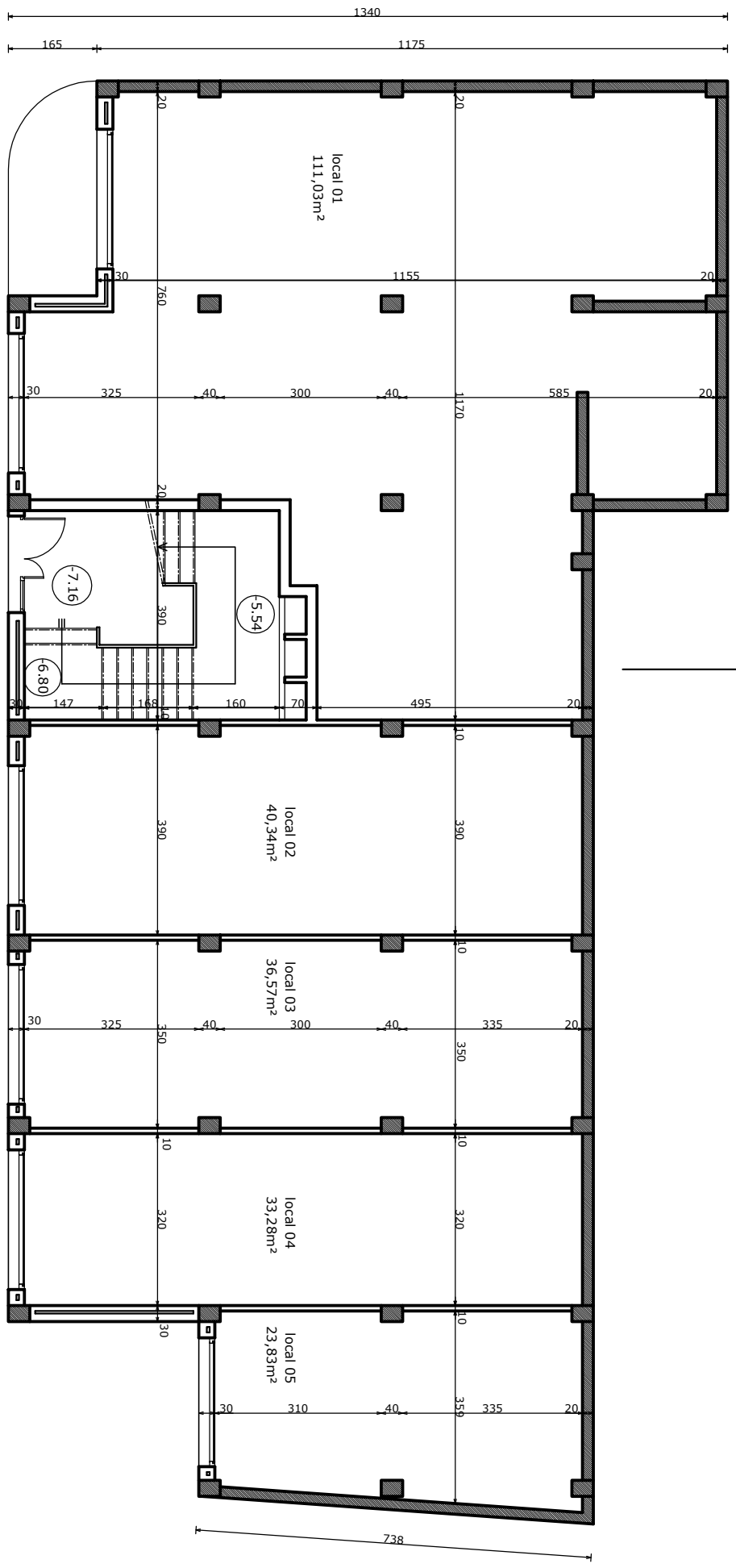
Promotion : 2012

COUPE A-A Ech: 1/50



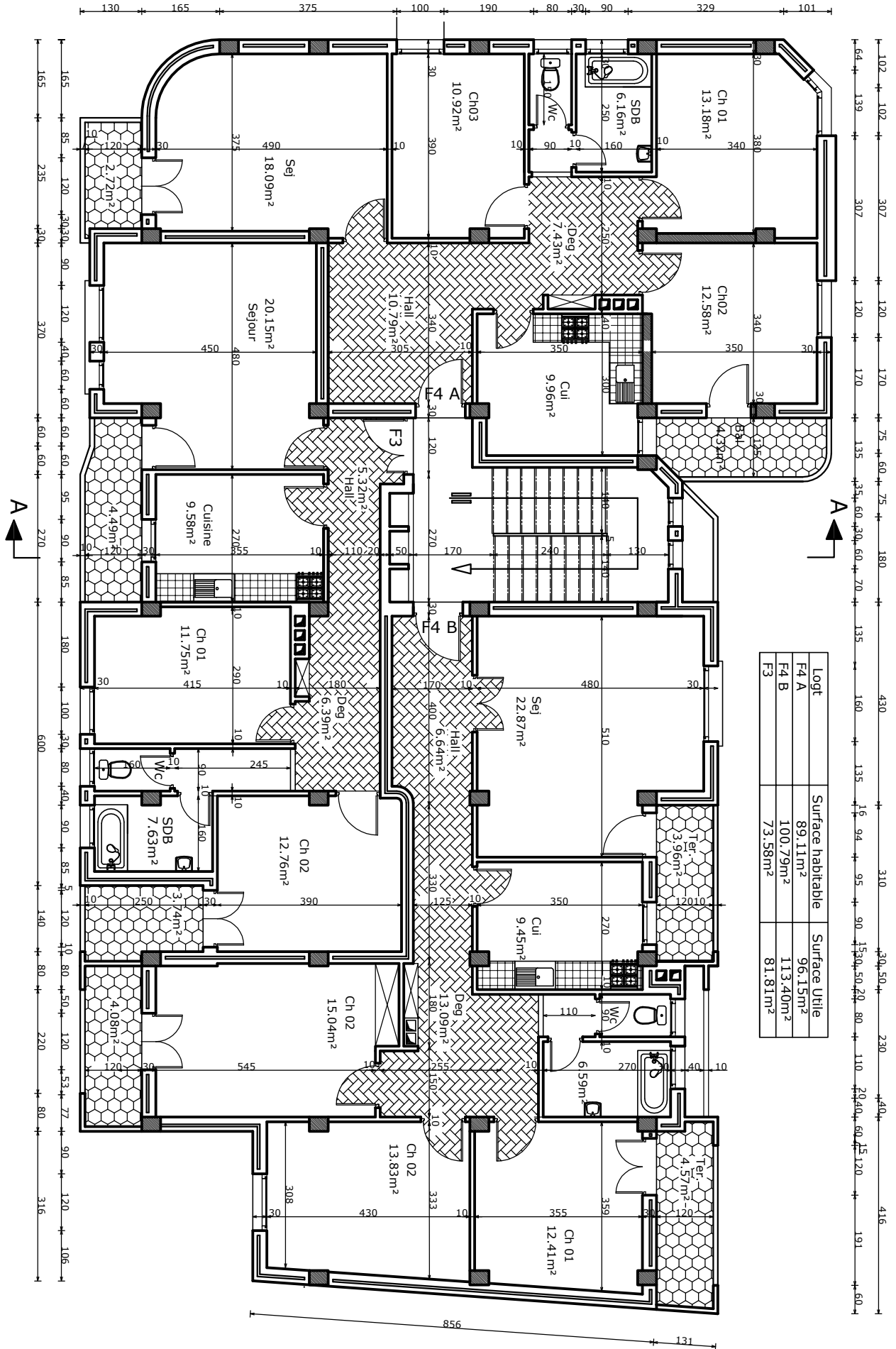
PLAN ENTRESOL 01 Ech. 1/50

2687 800



90 260 50 70 260 80 180 285 1910 260 110 260 85 260 60 30 240 55 400 325

PLAN ETAGE 01 Ech: 1/50



Logt	Surface habitable	Surface Utile
F4 A	89.11m ²	96.15m ²
F4 B	100.79m ²	113.40m ²
F3	73.58m ²	81.81m ²

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde
gratitude et nos vifs remerciements :*

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

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes
nos études.*

*A M^{me} Anezki: notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon
chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire.*

Farid & Nadjib

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ A mes très chers parents.*
- ✓ A mes frères.*
- ✓ A mes sœurs.*
- ✓ A toute ma famille.*
- ✓ A mes copains de chambre.*
- ✓ A tous mes amis.*
- ✓ A mon binôme et sa famille.*

Farid

Je dédie ce modeste travail à ma chère famille, a mes amis ainsi que tous les gens qui m'ont soutenu du pré ou de loin. A mon binôme qui m'as toujours aidé ainsi que toute sa famille et a tous mes amis sans exceptions.

Nadjib

Sommaire :

Chapitre I: généralités.

I.1 Introduction :	11
I.2 Présentation de l'ouvrage :	11
I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :	11
I.2.2 Eléments constituant l'ouvrage :	11
I.3 Règlements et normes utilisées :	13
I.4 Indications sur les règles de BAEL :	13
I.4.1 Définition de l'état limite:	13
I.4.2 Les actions et les combinaisons de charges :	15
I.5 Les matériaux :	17
I.5.1 Le béton :	17
I.5.2 L'acier :	21

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Introduction :	24
II.2 Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :	24
II.2.1 Planchers :	24
II.2.2 Les poutrelles :	26
II.2.3 Escaliers :	27
II.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	31
II.2.1 Les poutres :	31
II.2.2 Les poteaux :	32
II.2.3 Les voiles :	33
II.3 Evaluation des charges et surcharges des éléments non structuraux :	35
II.3.1 Toiture en tuile :	35
II.3.2 Etage courant :	35
II.3.3 Planchers en dalles pleines :	36
II.3.4 Escaliers :	36
II.3.5 Dernier plancher :	40
II.3.6 Evaluation des charges sur les murs :	40
II.4 Descente de charge	41
II.4.1 La loi de dégression :	43
II.4.2 Descente de charge poteau :	44

II.5. Vérifications pour le poteau C5 :.....	52
II.5.1. Vérification à la compression simple :	52
II.5.2. Vérification au flambement :	53
II.6 Conclusion :	56

Chapitre III: Etude des éléments secondaires.

III.1 Introduction :	58
III.2 Calcul des planchers à corps creux :	58
III.2.1 Etude des poutrelles :	58
III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :	98
III.3 Etude des dalles pleines :	99
III.3.1 Dalle pleine sur quatre appuis :	99
III.3.2 Dalle sur trois appuis :	104
III.3.3 Dalle sur deux appuis :	108
III.4 Etude des escaliers :	111
III.4.1 Escalier à deux volées pour les étages d'habitations :	111
III.4.2 Escaliers à deux volées pour les entresols commerciaux :	123
III.5 Calcul de la poutre de chaînage :	141
III.5.1 Définition :	141
III.5.2 Dimensionnement :	141
III.5.3 Calcul des sollicitations :	141
III.5.4 Ferrailage :	142
III.5.5 Vérifications :	142
III.6 Conclusion :	144

Chapitre IV: Etude dynamique.

IV.1 Introduction :	145
IV.2 Modélisation :	145
IV.3 Méthodes de calculs :	145
IV.3.1 Méthode statique équivalente :	145
IV.3.2 Méthodes d'analyse dynamique :	150
IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :	150
IV.4.1 Disposition des voiles :	150
IV.4.2 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :	151
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismique :	154
IV.4.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :	154
IV.5 CONCLUSION :	159

Chapitre V: Etude des éléments principaux.

V.1.Introduction :	160
V.2.Etude des poteaux :	160
V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003	160
V.2.2 Sollicitations dans les poteaux	163
V.2.3 Calcul du ferrailage :	163
V.2.4 Vérifications	166
V.2.5 Disposition constructive des poteaux :	170
V.3 Etude des poutres :	173
V.3.1 Recommandation du RPA99 :	173
V.3.2 Ferrailage des poutres :	175
V.3.3 Vérifications :	177
V.4 Etude des voiles :	184
V.4.1 Introduction :	184
V.4.2 Ferrailage des voiles :	184
V.5 Conclusion :	193

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

VI.1 Introduction :	195
VI.2 Choix du type de fondation :	195
VI.3 Vérifications :	195
VI. 3.1 Semelle isolée :	195
VI.3.2 Semelles filantes :	196
VI.3.3 Radier général :	197
VI.3.4 Les nervures :	204
VI.4 Mur de soutènement :	210
VI.4 1 Détermination des contraintes :	210
VI.4 2 Ferrailage du mur :	211
VI.4 3 Vérifications :	212
VI.5 Conclusion :	214

Liste des figures :

Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section : (règles des trois pivots)	14
Figure I.2 : Evolution de la résistance à la compression avec l'âge du béton.....	18
Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations ELU.....	20
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations ELS.	20
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.	21
Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation des aciers doux.....	22
Figure II.1 : Planchers à corps creux.....	25
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle. creux.....	26
Figure II.3 : Schéma statique d'un escalier.	27
Figure II.4 : Schéma statique d'un escalier à deux volées	28
Figure II.5 : Schéma d'escalier pour l'entresol.	29
Figure II.6 : Hauteur libre d'étage.....	33
Figure II.7 : Plan de repérage des poteaux à étudier.	42
Figure II.8 : Surface revenant au poteau D5 (Étages courants).	44
Figure II.9 : Surface revenant au poteau D5 (Entresol)	45
Figure II.10 : Surface revenant au poteau B5 (Étages courants).....	47
Figure II.11 : Surface revenant au poteau B5 (Entresol).....	47
Figure II.12 : Surface revenant au poteau C5 (Étages courants).....	50
Figure II.13 : Surface revenant au poteau C5 (Entresol).....	50
Figure III.1 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre à deux travées	62
Figure III.2 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	62
Figure III.3 : les dimensions de la poutrelle.....	81
Figure III.4 : Schémas de ferrailage des poutrelles.....	97
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	98
Figure III.6 Dalle sur quatre appuis.	99
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	103
Figure III.8 : Dalle sur trois appuis	104
Figure III.9 : Dalle sur deux appuis.....	108
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	110
Figure III.11 : Vue en plan de l'escalier.	111
Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier.....	111
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'étages d'habitation	118

Figure III.14 : Coupe transversale.....	118
Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	122
Figure III.16 : Vue en plan de l'escalier.	123
Figure III.17 : Schéma statique.	123
Figure III.18 : Schéma ferrailage de la 1 ^{ère} volée.....	127
Figure III.19 : Schéma statique	128
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée.....	132
Figure III.21 : Schéma de ferrailage du palier.	136
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	140
Figure III.23 : schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	144
Figure IV.1 : Disposition des voiles.....	151
Figure IV.2 : Premier mode de vibration.	152
Figure IV.3 : Deuxième mode de vibration.....	153
Figure IV.4 : Troisième mode de vibration.....	153
Figure V.1 : La zone nodale.....	161
Figure V.2 : Coupe transversal.....	168
Figure V.3 : Disposition des armatures des poteaux.....	171
Figure V.4 : Schémas de ferrailage des poteaux.	172
Figure V.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	184
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy3(Entresol).....	193
Figure VI.1 : Schéma d'une Semelle isolée	195
Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante.	196
Figure VI.3 : Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée.	199
Figure VI.4 : Schémas de ferrailage du radier.	203
Figure VI.5 : Chargement équivalent à l'ELU donnant le moment max.	205
Figure VI.6 : Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée.....	205
Figure VI.7 : Chargement équivalent à l'ELU donnant l'effort tranchant max.	205
Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	205
Figure VI.9 : Diagramme des moments à l'ELS.....	205
Figure VI.10 : Le chargement équivalent (KN/ml).....	206
Figure VI.11 : Le diagramme des moments fléchissant (KN.m) à l'ELU	206
Figure VI.12 : Le diagramme des moments fléchissant (KN.m) à l'ELS.....	206
Figure VI.13 : Le diagramme de l'effort tranchant (KN).	206
Figure VI.14 : Section de la nervure	206
Figure VI.15 : Schémas de ferrailages des nervures sens xx.	209

Figure VI.16 : Schémas de ferrailages des nervures sens yy.	209
Figure VI.17 : Schéma du mur de soutènement	210
Figure VI.18 : Schémas de ferrailage du mur soutènement.	213

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Evaluation des charges sur la toiture	35
Tableau II.2 : Evaluation des charges sur les étages courants	35
Tableau II.3 : Evaluation des charges sur les dalles pleines	36
Tableau II.4: Evaluation des charges sur la volée 1et 2 d'escalier des étages courants.....	37
Tableau II.5 : Evaluation des charges le palier d'escalier des étages courants	38
Tableau II.6 : Evaluation des charges sur la volée 1 d'escalier de l'entresol.....	38
Tableau II.7 : Evaluation des charges sur la volée 2 d'escalier de l'entresol.....	39
Tableau II.8 : Evaluation des charges sur le palier d'escalier de l'entresol.	39
Tableau II.9 : Evaluation des charges sur le dernier plancher.	40
Tableau II.10 : Evaluation des charges sur les murs extérieures.	40
Tableau II.11 : Evaluation des charges sur les murs intérieures	41
Tableau II.12 : Décence de charges sur le poteau D5.....	46
Tableau II.13 : Décence de charges sur le poteau B5	49
Tableau II.14 : Décence de charges sur le poteau C5.	52
Tableau II.15 : Vérification au flambement des poteaux entre le 1er et le 3ème étage.	55
Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4 et 5.	55
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles :.....	59
Tableau III.2 : Les types de poutrelles à étudier	60
Tableau III.3 : Les charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	64
Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU.....	77
Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS.	77
Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU.....	78
Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS.	78
Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU.....	79
Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS.	79
Tableau III.10 : Sollicitations maximales aux états limite des différent niveaux.	80
Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles du dernier plancher.	85
Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles des étages courants.....	86
Tableau III.13 : Ferrailage des poutrelles des entresols commerciaux.	87
Tableau III.14 : Vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant.	88
Tableau III.15 : Vérifications de la jonction table-nervure.....	89
Tableau III.16 : Vérifications à l'état limite de compression de béton.	92

Tableau III.17 : Vérifications de la flèche.....	96
Tableau III.18 : Les sollicitations sur la dalle à quatre appuis.	99
Tableau III.19 : Le ferrailage de la dalle à quatre appuis.....	100
Tableau III.20 : Les sollicitations sur la dalle à trois appuis.....	105
Tableau III.21 : Le ferrailage de la dalle à trois appuis.	105
Tableau III.22 : Le ferrailage de l'escalier des étages d'habitation.	114
Tableau III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	117
Tableau III.24 : Vérification de la flèche	117
Tableau III.25 : Ferrailage de la poutre palière.....	119
Tableau III.26 : Ferrailage de la 1ère volée.	124
Tableau III.27 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	126
Tableau III.28 : Vérification de la flèche.	127
Tableau III.29 : Ferrailage de la 2 ^{ème} volée.....	129
Tableau III.30 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	131
Tableau III.31 : Vérification de la flèche.	131
Tableau III.32 : Ferrailage du palier.	133
Tableau III.33 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	135
Tableau III.34 : Ferrailage de la poutre palière.....	136
Tableau III.35 : Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.	142
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq.	147
Tableau IV.2 : Le poids des différents niveaux.....	148
Tableau IV.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses.....	151
Tableau IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques.	154
Tableau IV.5 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et poteaux.	155
Tableau IV.6 : Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et poteaux.....	155
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.....	156
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.	157
Tableau IV.9 : Vérification a L'effet P-Δ.	158
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les Poteaux.	161
Tableau V.2 : Résumé des sollicitations dans les poteaux.....	163
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux.	165
Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux.	166
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime.....	167
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	168

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	169
Tableau V.8 : Les armatures longitudinales dans les poutres.	175
Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant.	178
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte limite de béton.	179
Tableau V.11 : Résultats de ferrailage du voile Vx1.	187
Tableau V.12 : Résultats de ferrailage du voile Vx2.	188
Tableau V.13 : Résultats de ferrailage du voile Vy1.	189
Tableau V.14 : Résultats de ferrailage du voile Vy2.	190
Tableau V.15 : Résultats de ferrailage du voile Vy3.	191
Tableau V.16 : Résultats de ferrailage du voile Vxy.	192
Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.	202
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.	203
Tableau VI.3 : Résultats du ferrailage.....	207
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes.	207
Tableau VI.5 : Ferrailage de la nervure.	208
Tableau VI.6 : Ferrailage du voile périphérique	211
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.	213
Tableau VI.8 : Résultats du ferrailage et vérification des contraintes.	213

Introduction générale

Un ouvrage de génie-civil est soumis aux différentes contraintes à savoir (le vieillissement, le séisme...etc.), il devra alors répondre présent ainsi réagir positivement pour toute la durée de vie auquel il a été conçu.

Le séisme est la catastrophe naturelle la plus imprévisible, dont Il est difficile d'apprécier le risque. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que la majorité du nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées la plus part des installations socio-économiques et politiques du pays.

Pour cela, l'ouvrage doit englober les différentes propriétés tel que : la raideur, la résistance et surtout une capacité d'absorptions et de dissipation d'énergie nécessaire.

Malheureusement, de nos jours, il est difficile d'atteindre ces différentes exigences, car le problème peut survenir à différent niveaux ; économique, qualité des matériaux ainsi que la réalisation, une mauvaise conception, un degré d'ignorance et de négligence.

En tant que spécialiste en génie-civil, il est de notre devoir voire de notre responsabilité d'assurer la stabilité des structures ainsi que leur bon comportement durant le séisme.

Il existe pour cela une réglementation en vigueur qu'il suffit juste d'appliquer de manière rigoureuse afin de minimiser les risques encourus.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction :

Notre étude consiste à concevoir et calculer un bâtiment à usage d'habitation et commercial en béton armé. Une nécessité de connaître les bases théoriques sur lesquelles le concepteur prend référence est fondamentale. Et cela pour pouvoir construire un ouvrage durable, sécuritaire et économique.

A cet effet ce chapitre consistera à donner une description plus détaillée de l'ouvrage à étudier et quelques rappels théoriques et réglementations de bases.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier une construction (R+5+ deux Sous Sol) situé sur un versant incliné. il est limité au nord par des constructions, au sud par un terrain vague, à l'est et à l'ouest par une route. Il est bi-fonctionnel regroupant commerces et logements d'habitation et il est classé selon la recommandation du RPA (2003) en zone de moyenne sismicité (**IIa**). L'ouvrage sera implanté dans la commune d'AKBOU.

Cet ouvrage présente la particularité de l'irrégularité en plan, pour tous les niveaux. Elle est contreventée par un système mixte (voiles-portiques).

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

- Hauteur totale du bâtiment (avec la toiture) : 28,62m
- Hauteur totale du bâtiment (sans la toiture) : 25,52 m
- Hauteur du sous-sol n°01 : 3,78 m
- Hauteur du sous-sol n°02 : 3,38m
- Hauteur du RDC et étages courants : 3.06 m
- Surface du bâtiment : 291.36 m²

I.2.2 Eléments constituant l'ouvrage :

- **L'ossature :**

En faisant référence au RPA99 version 2003, pour toute structure dépassant une hauteur totale de 14m en zone II nécessitera la mise en place d'un système de contreventement mixte (voiles+portiques) en justifiant l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

- **La terrasse :**

Notre projet comporte une terrasse inaccessible menée d'une toiture en tuile.

- **Les planchers :**

Ce sont des surfaces (aires) planes en général qui servent à séparer les différents niveaux du bâtiment. Leur rôle principal est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (voiles et poteaux).

Pour notre structure, tous les planchers des étages courants y compris le Rez-de-chaussée ainsi les entresols seront réalisés en dalles pleines et en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé. Les portes à faux, la dalle des paliers et paillasse d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

- **Les éléments de remplissages**

Les éléments de remplissage sont les murs intérieurs et extérieurs:

Les murs extérieurs seront réalisés en briques creuses à doubles parois extérieure d'épaisseur 15cm et intérieure d'épaisseur 10cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour assurer une bonne isolation acoustique et thermique.

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

- **Les voiles**

Les voiles seront réalisés en béton armé et le choix du nombre, dimensions et leur emplacement sera étudié ultérieurement.

- **Les fondations**

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure aux fondations, on choisira le type de fondation après l'étude de la superstructure.

I.3 Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003).
- Le Code du béton armé (CBA 93).
- Le document technique réglementaire (DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges).
- Les Règles de calcul des fondations superficielles (DTR BC 2.331) et les DTU.
- Le béton armé aux états limites (BAEL 91).

I.4 Indications sur les règles de BAEL :

I.4.1 Définition de l'état limite:

Un état limite est un état particulier au delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, on distingue deux types d'états limites :

I.4.1.1 E.L.U. (Etats Limites Ultimes) :

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale).
- Rupture de section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement des poteaux).
- Formation d'un mécanisme de rotules plastiques.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C (voir figure ci après).

- **Pivot A (région 1) :**

Allongement de l'acier le plus tendu $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$: pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.

- **Pivot B (région 2) :**

Raccourcissement de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} = 3.5 \times 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot C (région 3) :**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $\frac{3 \times h}{7}$ de la fibre la plus comprimée

$\varepsilon_{bc} = 2 \times 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

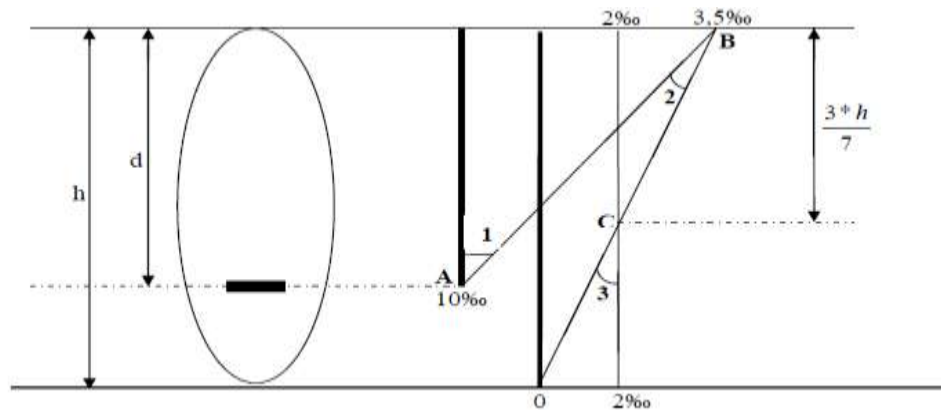


Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section : (règles des trois pivots):

➤ **Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (E.L.U) :**

- Les sections droites restent planes avant et après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ pour le raccourcissement unitaire du béton à $3,5\text{‰}$ en flexion et 2‰ en compression.
- Le diagramme $\sigma_{bc} - \varepsilon_{bc}$ utilisé est le diagramme parabole-rectangle.
- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié.

I.4.1.2 Etats Limites de Services (E.L.S) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Compression excessive du béton ou de traction des aciers : la vérification empêche la formation des fissures parallèles à la direction des contraintes de compression.
- Ouvertures excessive des fissures : vérification de la disposition des armatures dans la section.
- Déformation excessive des éléments porteurs (limitation des flèches) : vérification de la satisfaction de la limite admissible par les déformations.

➤ **Hypothèses de calcul aux états limites de services (E.L.S.) :**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et fluage du béton.
- Par convention le rapport « n » du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

I.4.2 Les actions et les combinaisons de charges :

I.4.2.1 Les actions :

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

a) Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Exemple : le poids propre.

b) Actions variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie des constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

c) Actions accidentelles (FA) :

Ce sont des actions provenant des phénomènes qui se produisent rarement avec une faible durée d'application. Exemple : Vent, séisme...

I.4.2.2 Les sollicitations :

Ce sont les efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

I.4.2.3 Les combinaisons d'actions :

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'actions proposées par le CBA:

$$\mathbf{G} : \begin{cases} \mathbf{G}_{\max} \rightarrow \text{actions permanentes défavorables.} \\ \mathbf{G}_{\min} \rightarrow \text{actions permanentes favorables.} \end{cases}$$

$$\mathbf{Q} : \begin{cases} \mathbf{Q}_1 \rightarrow \text{actions variables de bases.} \\ \mathbf{Q}_i \rightarrow \text{actions variables d'accompagnement.} \end{cases}$$

a) Etats limites ultimes : (E.L.U)

$$1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum_{i=1}^n 1.3 \times \gamma_{Qi} \times Q_i$$

γ_{Q1} = coefficient multiplicateur = **1,5** dans le cas général.

Généralement la combinaison s'écrit : $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

Lorsque nous introduisons les actions accidentelles elle s'écrit :

$$G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \times Q_i + F_A$$

Avec F_A : action accidentelle.

b) Etats limites de services : (E.L.S)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \times Q_i$$

γ_{Q1} : Coefficient multiplicateur.

Généralement la combinaison s'écrit : $G + Q$

I.5 Les matériaux :**I.5.1 Le béton :****I.5.1.1 Définition :**

C'est un mélange de liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier), eau et adjuvants (c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange afin d'améliorer une de ses caractéristique).

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité ciment, granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

I.5.1.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :**a) Masse volumique :**

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) $\rightarrow 2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique béton à granulats légers $\rightarrow 700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique béton à granulats lourds $\rightarrow 3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$
- La masse volumique du béton armé $\rightarrow 2500 \text{ kg/m}^3$

b) Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise.

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm. Elle varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (} j \leq 28\text{jours)} \\ f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28\text{jours)} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Article A.2.1.11) [1]}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ Pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : la résistance à la compression à **28** jours.

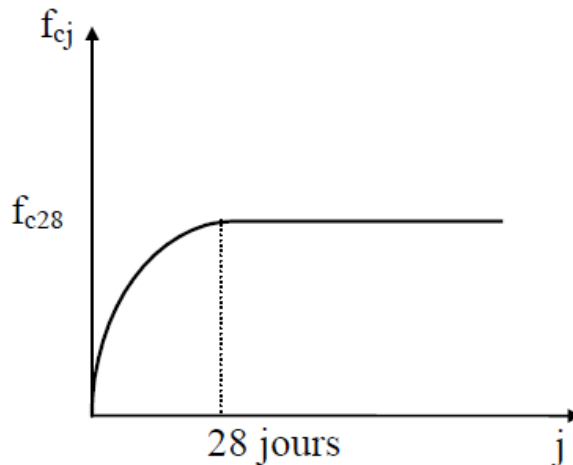


Figure I.2 : Evolution de la résistance à la compression avec l'âge du béton.

c) Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction, notée par f_{ij} , est déterminée par plusieurs essais. Elle est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{(Article A.2.1.1.2)[2].}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, on trouve $f_{t28} = 2,1$ MPa.

d) Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ béton fissuré à L' E.L.U.} \\ \nu = 0,2 \text{ béton non fissuré à L' E.L.S} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Art(A.2.1.3) [2].}$$

e) Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

➤ Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{Art (A.2.1.2.1, p9) [2]}$$

i : instantané ; j : jour

➤ Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{Art (A.2.1.2.1, p9) [2]}$$

f) Les Contrainte Limites :

En se référant au règlement du BAEL 91, on distingue deux états limites :

➤ Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{(Article A.4.3.4)[1].}$$

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des actions durables transitoires

$\gamma_b = 1,15$ cas des actions accidentelles

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

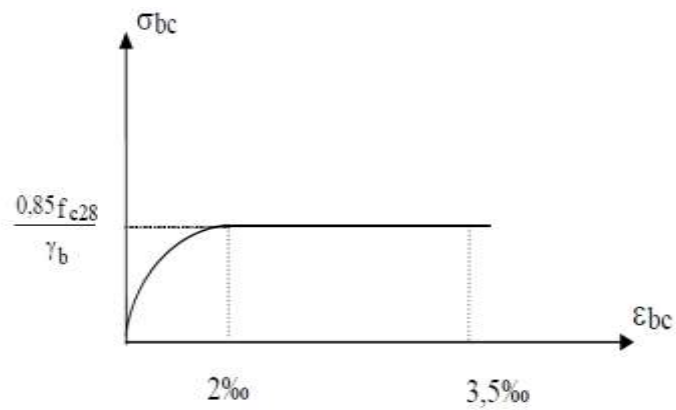


Figure I.3 : diagramme contraintes déformations ELU.

➤ **Etat limite de service « E.L.S » :**

La contrainte limite de service est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{(Article A.4.5.2)[1].}$$

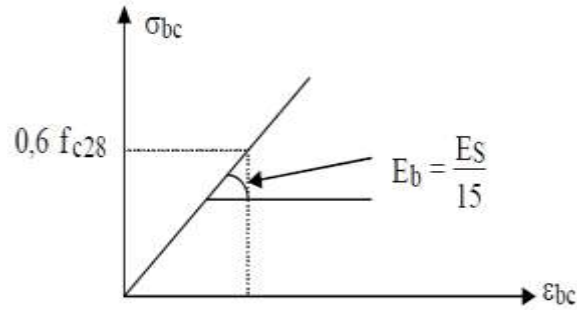


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations ELS.

I.5.2 L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, pour notre structure nous utiliserons des aciers de type haute adhérence (HA) : FeE400.

I.6.2.1 Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte-déformations suivant avec:

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ 1,00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

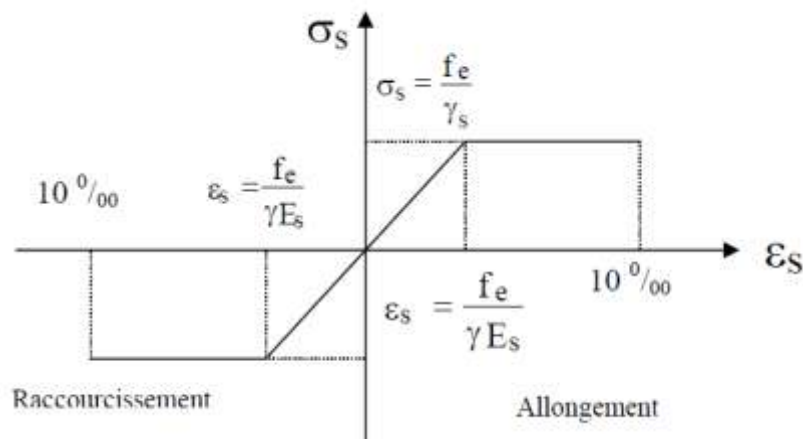


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

I.5.2.2 Etat limite de service « E.L.S »

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$ Art (A.4.5.32) [1]

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A

I.5.2.3 Diagramme contrainte-déformation :

Un acier soumis à une contrainte de traction croissante s'allonge de façon linéaire et réversible jusqu'à un point correspondant à sa limite d'élasticité. Au-delà, la déformation non réversible présente une courbe du type ductile (selon le traitement de l'acier).

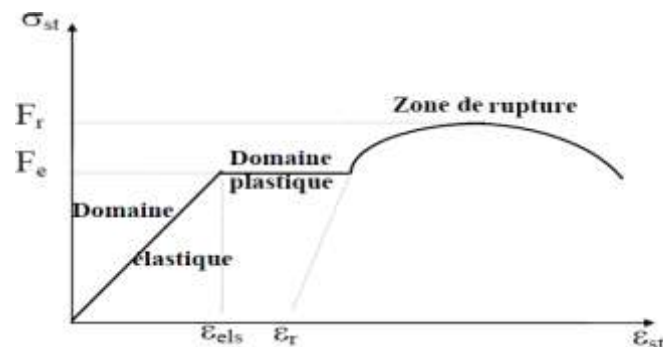


Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation des aciers doux

Dans le domaine élastique, l'expression de la contrainte en fonction de l'allongement sera :

$$\sigma_{st} = E \times \epsilon$$

Avec : $E = 200\,000$ MPa (module de Young)

ϵ : La déformation

La contrainte correspondante à la limite de proportionnalité entre contrainte et déformation est appelée limite élastique ou limite d'élasticité, elle est notée par F_e .

Dans la zone de raffermissement la contrainte atteint un maximum; on appelle contrainte de rupture et elle sera notée par F_r .

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des éléments porteurs pour résister aux efforts sollicitant, on fait appel au pré-dimensionnement des éléments qui est une opération qui se base sur des formulations empiriques réglementées par le RPA99 (version 2003) ; CBA93 ; BAEL91.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1 Planchers :

Les planchers sont des éléments de construction horizontaux qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment (aspect architectural), et ils servent à transmettre les charges verticales vers les poutres et les poteaux (la transmission se fait du plancher vers les poutrelles, ensuite les poutres aux poteaux et voiles et enfin vers la fondation pour aboutir au sol et que ce qu'il en est des charges horizontales). On distingue deux types de planchers :

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'un corps creux « hourdis » qui sont des éléments de remplissage et une dalle de compression dont la hauteur varie de 4cm à 6 cm.

Ils sont des planchers très facile à réaliser, économiques et ils présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

La hauteur $h_t = (h + h_0)$ est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le CBA 93 « article : 6.8.4.2.4 ».

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

L_{\max} : la travée maximale entre nue d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 315\text{cm} \text{ d'où } h_t = \frac{315}{22.5} = 14\text{cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm.

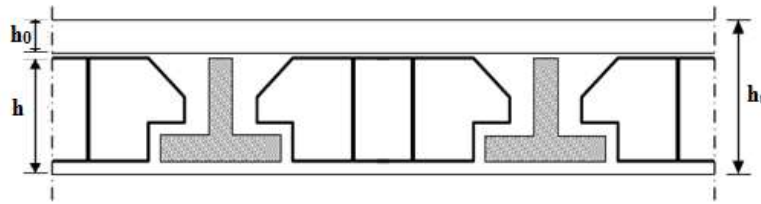


Figure II.1 : Planchers à corps creux.

II.2.1.2 Planchers en dalles pleines :

C'est des planchers constitués d'une dalle en béton armé reposant sur un système d'appuis qui peuvent être des poutres, des voiles ou bien des poteaux.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des critères suivants :

Critère de résistance à la flexion :

- $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq \frac{l_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{l_x}{50} < e < \frac{l_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis

l_x : c'est la petite dimension des panneaux.

l_y : c'est la grande dimension des panneaux.

Critère de coupe-feu :

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL93).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL93).

Dans notre cas on étudiera une dalle pleine sur quatre appuis de dimensions :

$$l_x = 315\text{cm} \quad \text{et} \quad l_y = 370\text{cm} .$$

$$\rho = \frac{315}{370} = 0.85 ; \quad \frac{315}{50} < e < \frac{315}{40}$$

$$6.3 < e < 7.87\text{cm}$$

On opte une épaisseur $e=12\text{cm}$ (critère de coupe-feu).

II.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments en béton armé de section en T qui servent à transmettre les efforts verticaux du plancher aux poutres.

On dispose les poutrelles parallèlement aux petites portées. Si les portées sont identiques, on choisira où on a le plus d'appuis.

l_x : c'est la distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles.

l_y : c'est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

h : épaisseur du plancher (16+4).

b : la largeur de la table de compression.

$$\frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots\dots\dots (\text{article A.4.1.3})[2]$$

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

On prend $b_0=10\text{cm}$

$$l_x = 55\text{cm} ; \quad l_y = 315\text{cm}.$$

Alors :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min(27.5; 31.5)$$

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

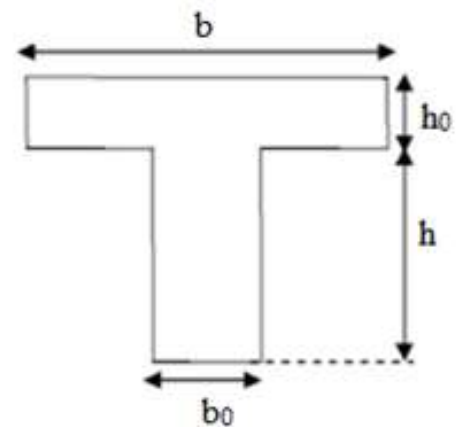


Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.

II.2.3 Escaliers :

II.2.3.1 Définition :

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

Il est composé des éléments suivants :

- Emmarchement (l) : longueur de la marche
- Contre marche (h) : hauteur de la marche.
- Giron(g) : largeur de la marche.
- Paillasse : dalle horizontale inclinée sous les marches.
- Palier : dalle horizontale d'accès, de repos ou d'arrivée.
- La volée : succession de marches entre deux paliers.
- Pente (α) : inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontal (20 à 40%).

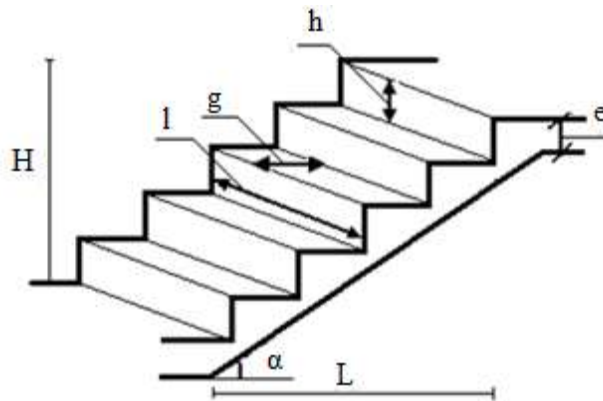


Figure II.3 : Schéma statique d'un escalier.

II.2.3.2 Dimensionnement :

D'après la relation de Blondel, on a : $59 < 2h + g \leq 64\text{cm}$

Dans notre projet on a deux types d'escaliers :

- **Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire pour les étages d'habitations :**
- **Volée 1 et 2 :**

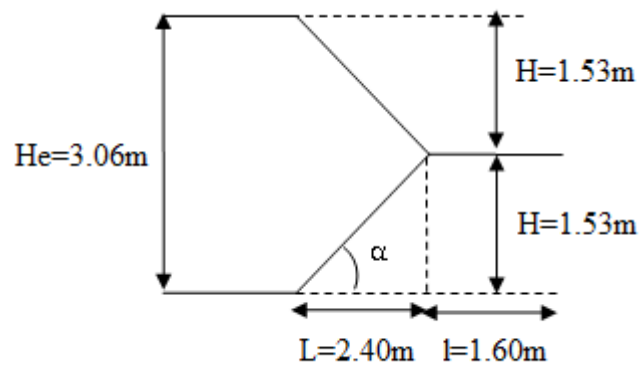


Figure II.4 : Schéma statique d'un escalier à deux volées

Hauteur de la volée : $H=153\text{cm}$

Longueur totale de l'escalier : $L= 240\text{cm}$

En général on prend la hauteur de la marche $h=17\text{cm}$, le nombre de contre marches est donné par :

$$n = \frac{153}{17} = 9$$

D'où : $m= (n-1)=8$ marches.

On prend $g+2h = 64\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$

La pente : $\alpha = \arctg \frac{153}{240} = 32.52^\circ$

Epaisseur de la paillasse : est donné par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} < e < \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec } L_0 : \text{longueur de la paillasse.}$$

$$L_0 = (L^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow L_0 = 284,62 \text{ cm.}$$

$$9,49 < e \leq 14,23 \text{ cm}$$

On opte $e = 12 \text{ cm}$

La même épaisseur pour le palier $e = 12 \text{ cm}$.

- Escalier en deux volées avec un palier intermédiaire pour les entresols :

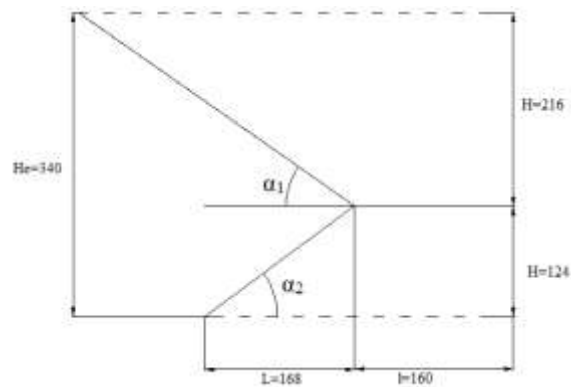


Figure II.5 : Schéma d'escalier pour l'entresol.

- **Volée 1 :**

Hauteur de la volée : $H=126\text{cm}$

Longueur totale de l'escalier : $L=168\text{cm}$

En général on prend la hauteur de marche $h=18\text{cm}$, le nombre de contre marches est donné par :

$$n = \frac{126}{18} = 7$$

D'où : $m = (n-1)=6$ marches.

On prend $g+2h = 64\text{cm} \Rightarrow g = 28\text{cm}$

La pente : $\alpha = \arctg \frac{126}{168} = 36.87^\circ$

Epaisseur de la paillasse : est donné par la condition suivante :

$\frac{L_0}{30} < e < \frac{L_0}{20}$ avec L_0 : longueur de la paillasse.

$$L_0 = (L^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow L_0 = 208,8\text{cm}.$$

$$6.96 < e \leq 10.44\text{cm}$$

On opte $e=15\text{cm}$ (le critère de coupe-feu exige $e \geq 11\text{cm}$)

- **Volée 2 :**

Hauteur de la volée : $H=216\text{cm}$

Longueur totale de l'escalier : $L=308\text{cm}$

En général on prend la hauteur de marche $h=18\text{cm}$, le nombre de contre marches est donné par :

$$n = \frac{216}{18} = 12$$

D'où : $m = (n-1)=11$ marches.

On prend $g+2h = 64\text{cm} \Rightarrow g = 28\text{cm}$

La pente : $\alpha = \arctg \frac{216}{308} = 35.04^\circ$

Epaisseur de la paille : est donné par la condition suivante :

$\frac{L_0}{30} < e < \frac{L_0}{20}$ Avec L_0 : longueur de la paille.

$$L_0 = (L^2 + H^2)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow L_0 = 208,8\text{cm}.$$

$$12.54 < e \leq 18.80\text{cm}$$

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

La même épaisseur pour le palier $e=15\text{cm}$.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1 Les poutres :

II.2.1.1 Les poutres principales :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : longueur maximale de la poutre ($L_{\max} = 3.90\text{m}$).

$$\text{D'où : } \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm}$$

On prend $\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

Conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots [\text{Article 7.5.1}] [2] \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées.

II.2.1.1 Les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 3.15\text{m}$$

$$\text{D'où : } \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21\text{cm} \leq h \leq 31.5\text{cm}$$

$$\text{On prend } \left\{ \begin{array}{l} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

On voit que les exigences du RPA citées ci-dessus sont vérifiées.

II.2.2 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, rectangulaire, carré ou circulaire et ils participent à la reprise des efforts verticaux et horizontaux. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'ELU tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

1. La stabilité de forme
2. Le **RPA99** (article 7.4.1.page 61) préconise en zone sismique **IIa** que les poteaux doivent avoir les sections suivantes :
 - $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{ cm}$
 - $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20\text{ cm.}$
 - $0.25 < b/h < 4$

Avec h_e =hauteur libre d'étage.

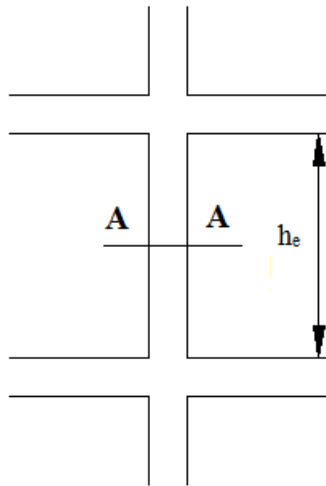
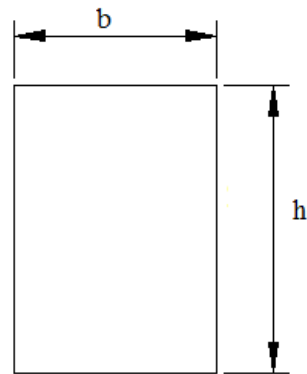


Figure II.6 : Hauteur libre d'étage.



Coupe A-A

On fixe les sections des poteaux comme suite :

- 40*40 pour les entresols et le RDC.
- 40*30 pour le 1^{ier} jusqu'au 3^{eme} étage.
- 35*30 pour le 4^{eme} et le 5^{eme} étage.

II.2.3 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé. Ils assurent au même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales (séisme).

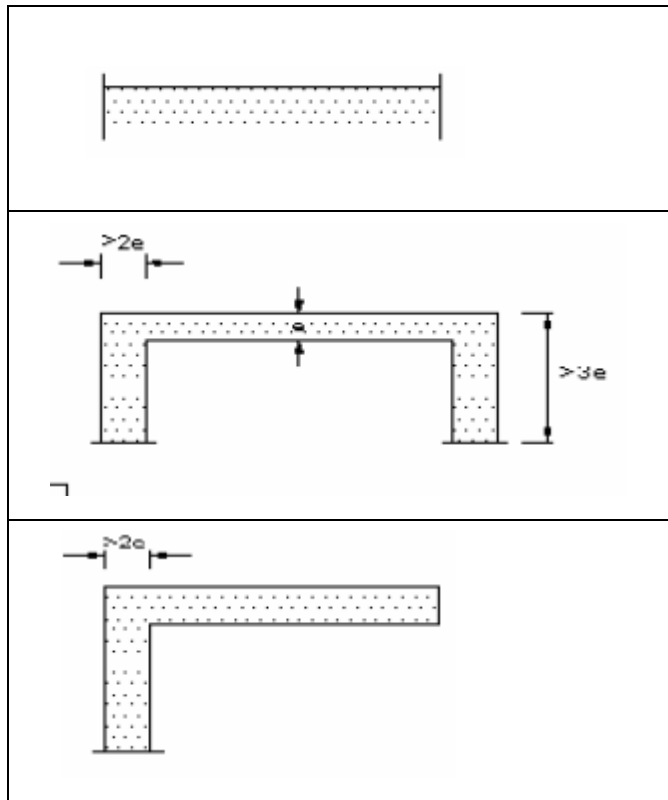
Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (RPA paragraphe 7.7.1 page 71) :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{\min} = 15\text{cm.} \\ L \geq 4 \times e \\ e = f(h_e). \end{array} \right.$$

Avec h_e : hauteur libre d'étage.

(L : largeur du voile)

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



$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22}$$

Pour les étages courants et le RDC : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$.

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$$

$$L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L = 100 \text{ cm}$$

On opte $e = 15 \text{ cm}$ pour les étages courants et le RDC.

Pour les entresols $h_e = 378 - 20 = 358 \text{ cm}$.

$$e \geq \frac{358}{20} \Rightarrow e \geq 18.9 \text{ cm}$$

On opte $e = 20 \text{ cm}$ pour les entresols.

$$L = 100 \text{ cm}$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges des éléments non structuraux :

II.3.1 Toiture en tuile :

Description	Poids G (KN/m ²)
Tuiles mécaniques (litage compris)	0.40
Voligeage sapin	0.10
	$\Sigma=0.50$

Tableau II.1 Evaluation des charges sur la toiture

La charge permanente totale est de l'ordre $G=0.50 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ [3]

II.3.2 Etage courant :

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle de compression + corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 4.16$

Tableau II.2 Evaluation des charges sur les étages courants

La charge permanente est de l'ordre de : 4.16 KN/m^2 .

La charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (de RDC au 5^{ème} étage).

$Q = 5 \text{ KN/m}^2$ (pour les entresols). [3]

II.3.3 Planchers en dalles pleines :

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dallage	0.12	25	3.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 4.36$

Tableau II.3 Evaluation des charges sur les dalles pleines

La charge permanente est de l'ordre de : 4.36 KN/m².

La charge d'exploitation Q = 3.5 KN/m² (balcons).

Q = 1.5 KN/m² (de RDC au 5^{ème} étage).

Q = 5 KN/m² (entresols)..... [3]

II.3.4 Escaliers :**II.3.4.1 Escalier des étages d'habitations :****➤ Sur la volée 1 et 2 :**

Poids propre de la volée (la paillasse) : $G = \frac{25 \times e}{\cos \alpha}$

Avec $\alpha = 32.52^\circ$.

Poids propre des marches : $G_m = \gamma_m \times \frac{h}{2}$

Mortier de pose pour les marches et contre marches :

Horizontal : $e_{mp} \times \gamma_{mp}$

Vertical: $e_{mp} \times \gamma_{mp} \times \frac{h}{g}$

Revêtement pour les marches et contre marches :

Horizontal: $\gamma_r \times e_r$

$$\text{Vertical: } \gamma_r \times e_r \times \frac{h}{g}$$

$$\text{Enduit de plâtre en sous faces : } G_p = \gamma_p \times \frac{e_p}{\cos \alpha}$$

Description	Epaisseur (e) m	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Paillasse	0.12	25	3.69
Carrelage vertical	0.02	20	0.23
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.23
Enduit de plâtre	0.02	10	0.25
marche	0.085	25	2.13
			$\Sigma = 7.33$

Tableau II.4 Evaluation des charges sur la volée 1et 2 d'escalier des étages courants

La charge permanente est de l'ordre de : 7.33 KN/m².

La charge d'exploitation Q =2.5 KN/m²..... [3]

➤ **Sur le palier :**

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dallage	0.12	25	3.00
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 4.36$

Tableau II.5 Evaluation des charges le palier d'escalier des étages courants

La charge permanente est de l'ordre de : $G=4.36 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ [3]

II.3.4.2 Escalier des entresols :

➤ **Sur la volée 1 :**

Dans ce cas on à $\alpha = 36.43^\circ$; $g=28\text{cm}$; $e=15\text{cm}$; $h=18$

Description	Epaisseur (e) m	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Paillasse	0.15	25	3.72
Carrelage vertical	0.02	20	0.26
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.26
Enduit de plâtre	0.02	10	0.25
marche	0.09	25	2.25
			$\Sigma = 7.54$

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur la volée 1 d'escalier de l'entresol.

La charge permanente est de l'ordre de : $G=7.54 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ [3]

➤ **Sur la volée 2 :**

Dans ce cas on à $\alpha = 35.04^\circ$; $g=28\text{cm}$; $e=15\text{cm}$; $h=18$

Description	Epaisseur (e) m	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Paillasse	0.15	25	4.58
Carrelage vertical	0.02	20	0.26
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.26
Enduit de plâtre	0.02	10	0.24
marche	0.09	25	2.25
			$\Sigma = 8.39$

Tableau II.7 : Evaluation des charges sur la volée 2 d'escalier de l'entresol

La charge permanente est de l'ordre de : $G=8.39 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ [3]

➤ **Sur le palier :**

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dallage	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 5.11$

Tableau II.8 Evaluation des charges sur le palier d'escalier de l'entresol.

La charge permanente est de l'ordre de : $G=5.11 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$ [3]

II.3.5 Dernier plancher :

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m^3	Poids(G) KN/m^2
Dalle de compression + corps creux	0.20	14	2.80
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 3.00$

Tableau II.9 Evaluation des charges sur le dernier plancher.

La charge permanente est de l'ordre de : $G=3.00 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q=1.00 \text{ KN/m}^2$ [3]

II.3.6 Evaluation des charges sur les murs :

➤ Murs extérieure :

Les murs extérieurs ont un rôle primordial dans l'isolation acoustique et thermique.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m^3	Poids(G) KN/m^2
Enduit de ciment extérieur	0.02	20	0.40
Brique creuse de 15 cm	0.15	8.66	1.30
Lame d'air	0.05	/	/
Brique creuse de 10 cm	0.10	9.00	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 2.80$

Tableau II.10 Evaluation des charges sur les murs extérieures.

La charge permanente est de l'ordre de : $G=2.80 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Murs intérieurs :**

Le rôle des murs intérieurs est la séparation des pièces constitutives du bâtiment et ils jouent aussi un rôle dans l'isolation acoustique.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique(γ) KN/m ³	Poids(G) KN/m ²
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse de 10cm	0.10	9.00	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			$\Sigma = 1.30$

Tableau II.11 Evaluation des charges sur les murs intérieures

La charge permanente est de l'ordre de : $G=1.30 \text{ KN/m}^2$.

II.4 Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporter ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression des charges d'exploitation.

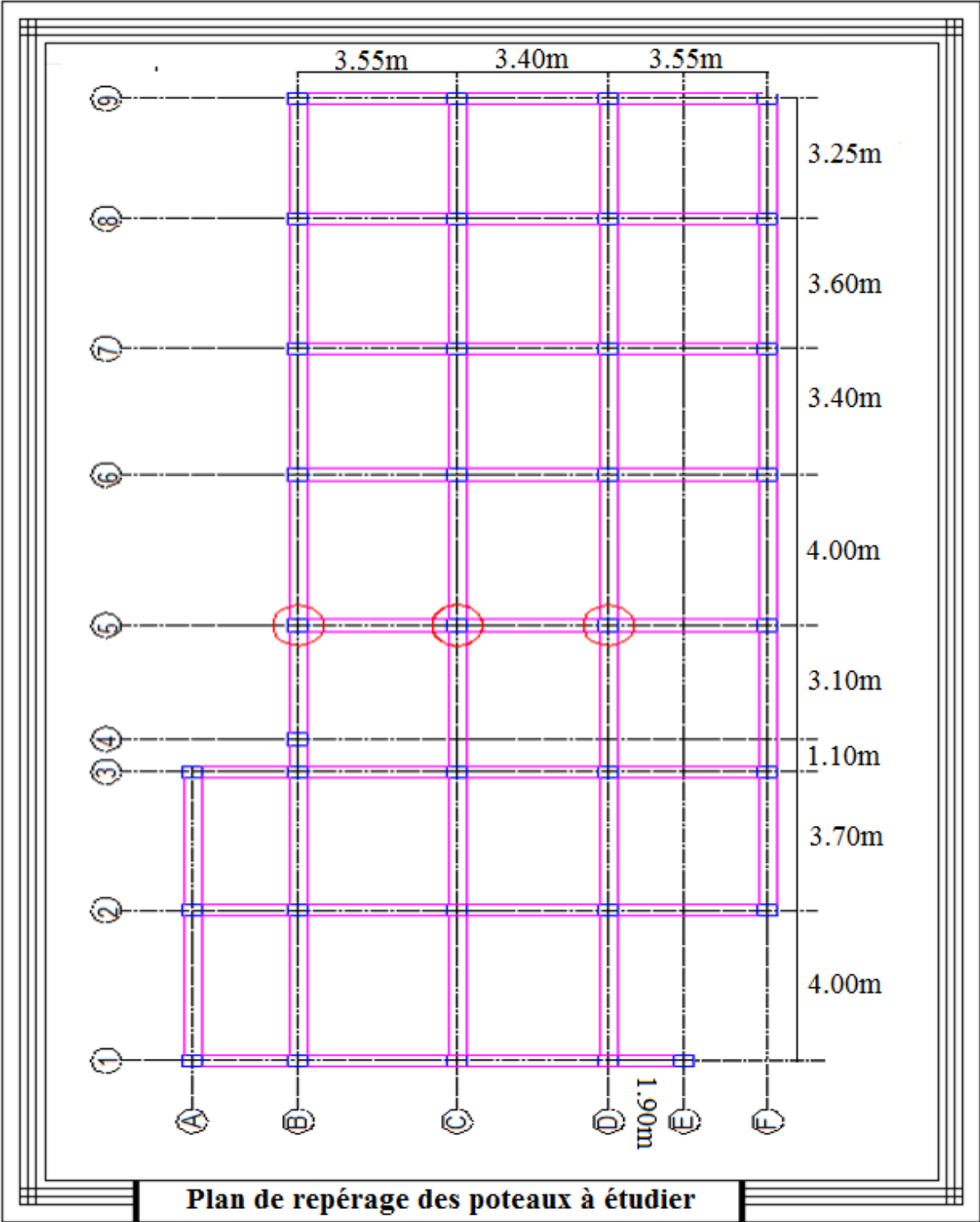


Figure II.7 :Plan de repérage des poteaux à étudier.

II.4.1 La loi de dégression : DTR B.C 2.2 (6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toiture: Q_0

Sous toit du dernier étage : $Q_0 + Q_1$

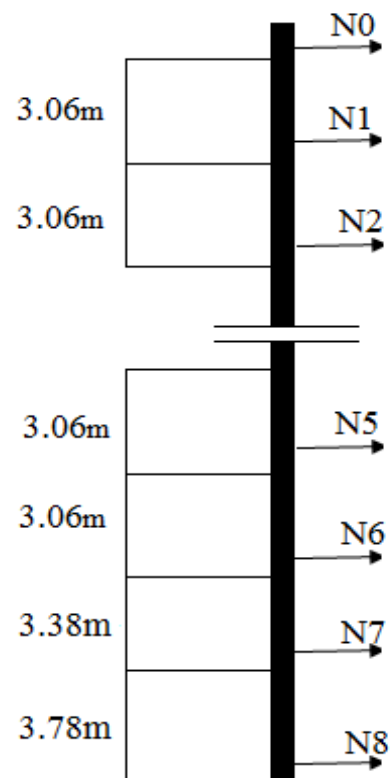
Sous dernier étage (étage1) : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + (3+n) / 2n (Q_1, Q_2, \dots, Q_n)$

Le coefficient $(3+n) / 2n$ étant valable pour $n \geq 5$



Dans notre cas : la surcharge d'exploitation est la même pour les étages : 1, 2, 3, ..., 5 et le RDC.

(Étages à usage d'habitation), qui est : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

- Pour la toiture : $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Pour le dernier plancher inaccessible : $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- Balcons : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$
- Pour les entresols : $Q=5 \text{ KN/m}^2$

II.4.2 Descente de charge poteau :

➤ Poteau D5 :

$$S_{EC} = 12.07 \text{ m}^2$$

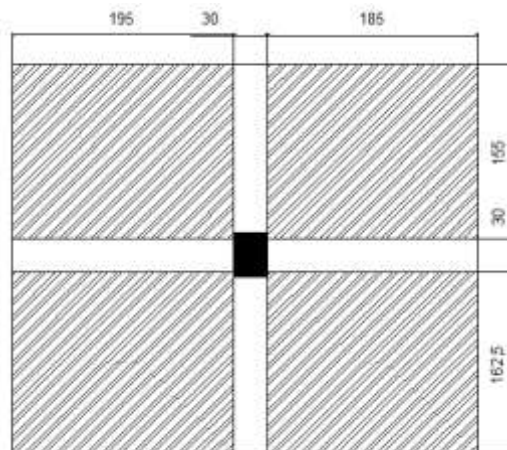


Figure II.8 : Surface revenant au poteau D5 (Étages courants).

$$S_{EN} = 10.63m^2$$

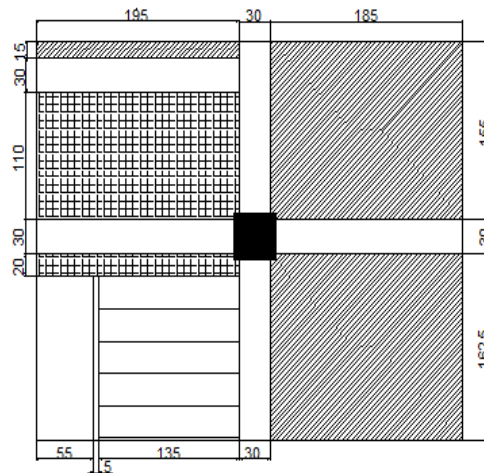


Figure II.9 : Surface revenant au poteau D5 (Entresol)

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N0	Toiture	7,8	15,71
	Murs intérieure	15,71	
	Poteau	5,26	
N1	G venant de N0	28,77	29,96
	Plancher	65,9	
	Poutre	16,62	
	poteau	8,03	
N2	G venant de N1	119,32	49,55
	Plancher	65,9	
	Poutre	16,62	
	poteau	8,03	
N3	G venant de N2	209,87	67,01
	Plancher	65,9	
	Poutre	16,62	
	poteau	9,18	

N4	G venant de N3	301.57	82.32
	Plancher	65.9	
	Poutre	16.62	
	poteau	9.18	
N5	G venant de N4	393.27	95.5
	Plancher	65.9	
	Poutre	16.62	
	poteau	9.18	
N6	G venant de N5	485.77	106.54
	Plancher	65.9	
	Poutre	16.62	
	poteau	12.24	
N7	G venant de N6	580.53	117.58
	Plancher	65.9	
	Poutre	16.62	
	poteau	13.52	
N8	G venant de N7	676.57	150.51
	Plancher	33.68	
	Poutre	27.87	
	Poteau	19.52	
	Palier	12.98	
	Escalier	10.25	
		780.87	150.51

Tableau II.12 : Décence de charges sur le poteau D5.

➤ Poteau B5 :

$$S_{EC} = 8.51m^2$$

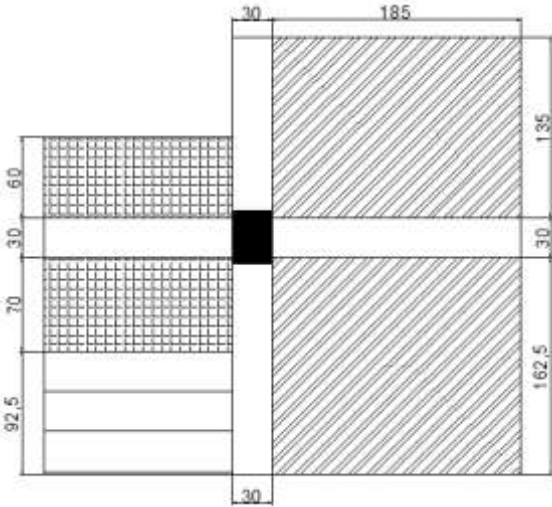


Figure II.10 : Surface revenant au poteau B5
(Etages courants)

$$S_{EN} = 5.44m^2$$

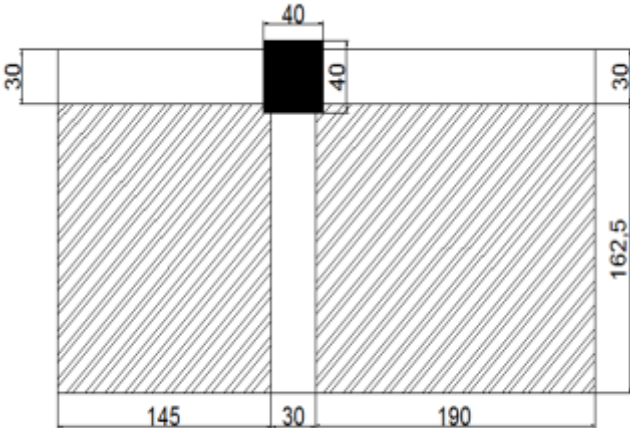


Figure II.11 : Surface revenant au poteau B5
(Entresol)

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N0	Toiture	5.83	11.67
	Murs intérieures	29.6	
	Poteau	2.63	
N1	G venant de N0	38.06	22.24
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	8.03	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	
N2	G venant de N1	125.32	40.14
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	8.03	
	Paliers	7.94	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	
N3	G venant de N2	220.52	56.1
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	9.18	
	Paliers	7.94	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	
N4	G venant de N3	316.87	70.13
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	9.18	
	Paliers	7.94	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	

N5	G venant de N4	413.22	82.21
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	9.18	
	Paliers	7.94	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	
N6	G venant de N5	509.57	92.34
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	12.24	
	Paliers	7.94	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	
N7	G venant de N6	608.98	102.36
	Plancher c creux	13.12	
	Plancher dalle pleine	10.9	
	Poutre	16.08	
	Poteau	13.52	
	Paliers	7.94	
	Escalier	9.53	
	Murs extérieure	29.6	
N8	G venant de N7	709.67	123.12
	Plancher	29.7	
	Poutre	16.92	
	Poteau	19.52	
TOTAL		775.81	123.12

Tableau II.13 décente de charges sur le poteau B5.

➤ Poteau C5 :

$S_{EC} = 11.98m^2$

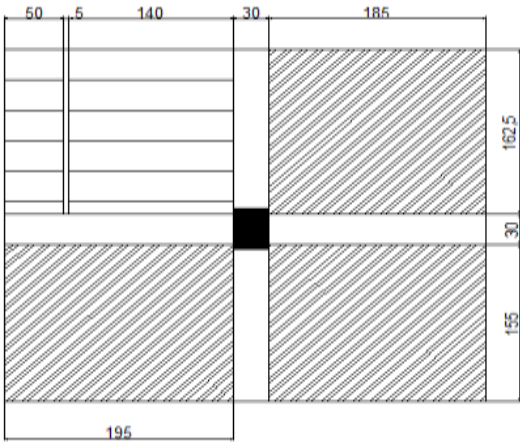


Figure II.12 : Surface revenant au poteau C5
(Etages courants)

$S_{EC} = 12.07m^2$

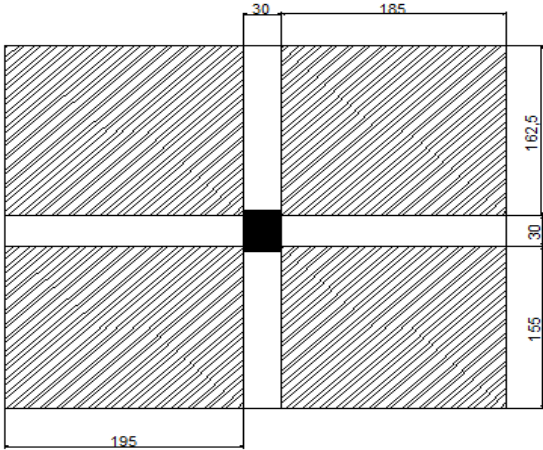


Figure II.13 : Surface revenant au poteau C5
(Entresol)

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N0	Toiture	7.86	15.72
	Murs extérieure	18.52	
	Poteau	7.87	
N1	G venant de N0	34.25	29.77
	Plancher c creux	65.9	
	Poutre	16.9	
	Poteau	8.03	
N2	G venant de N1	125.08	55.91
	Plancher c creux	48.6	
	Poutre	16.9	
	Poteau	8.03	
	Escalier	22.65	
N3	G venant de N2	221.26	78.87
	Plancher c creux	48.6	
	Poutre	16.9	
	Poteau	9.18	
	Escalier	22.65	
N4	G venant de N3	318.59	99.13
	Plancher c creux	48.6	
	Poutre	16.9	
	Poteau	9.18	
	Escalier	22.65	
N5	G venant de N4	415.92	116.59
	Plancher c creux	48.6	
	Poutre	16.9	
	Poteau	9.18	
	Escalier	22.65	
N6	G venant de N5	513.25	131.26
	Plancher c creux	48.6	
	Poutre	16.9	
	Poteau	12.24	
	Escalier	22.65	

N7	G venant de N6	613.64	145.68
	Plancher c creux	48.6	
	Poutre	16.9	
	Poteau	12.24	
	Escalier	22.65	
N8	G venant de N7	714.03	189.71
	Plancher c creux	65.9	
	Poteau	19.52	
TOTAL		827.32	189.71

Tableau II.14 Décence de charges sur le poteau C5.

II.5. Vérifications pour le poteau C5 :

II.5.1. Vérification à la compression simple :

➤ Poteau des entresols :

Elle se fera à L'ELU sous la combinaison **1.35G + 1.5Q**

$$N_u = 1.35 \times 827.32 + 1.5 \times 189.71 = 1401.32 \text{ KN.}$$

Selon le (CBA 93), l'effort N_u doit être majoré de 10%

$$N_u = 1.1 N_u = \mathbf{1541.46 \text{ KN.}}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \text{ Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1541.46 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.103 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.101 \text{ m}^2 \quad \text{On prend } B = 0.50 \times 0.40 = 0.20 \text{ m}^2 \quad \text{la condition (1) est vérifiée}$$

➤ poteaux entre le 1^{er} et le 3^{ème} étage :

$$N_u = 1.35 \times 513.25 + 1.5 \times 116.59 = 867.77 \text{ KN}$$

$$N_u = 954.55 \text{ KN} \quad \text{après majoration}$$

$$B \geq 0.064 \text{ m}^2$$

On prend $B = 0.30 \times 0.40 = 0.12 \text{ m}^2$ la condition (1) est vérifiée

➤ poteaux entre le 4^{ème} et le 5^{ème} étage :

$$N_u = 1.35 \times 221.26 + 1.5 \times 55.91 = 382.57 \text{ KN}$$

$N_u = 420.82 \text{ KN}$ après majoration.

$$B \geq 0.03 \text{ m}^2$$

On prend $B = 0.30 \times 0.35 = 0.105 \text{ m}^2$

II.5.2. Vérification au flambement :

➤ Poteau de l'entresol :

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

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{Article B.8.2.1}) [2]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.14 = 2.90m.$$

$$B = 0.50 \times 0.40 = 0.20m^2.$$

$$I = \frac{0.50 \times (0.40)^3}{12} = 2.67 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{2.67 \times 10^{-3}}{0.2}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{2.90}{0.115} = 25.22 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{25.22}{35}\right)^2} = 0.77$$

Le RPA99 (art.7.4.2.1) fixe $A_s/B_r \geq 0,8\%$ en zone II. On prend $A_s/B_r = 1\%$

Donc on doit vérifier que : $B_r \geq N_u / \left[\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$

$$B_r \geq 1518.77 \times 10^{-3} / \left[0.77 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right) \right] = 0.0896m^2$$

Or nous avons $B_r = (50 - 2) \times (40 - 2) = 0.1824m^2$

$0.1824 > 0.0896$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.12	0.1064	3.06	2.142	0.115	18.55	0.804	0.0540

Tableau II.15 Vérification au flambement des poteaux entre le 1er et le 3ème étage.

$B_r = 0.1064 > 0.0540$

Le poteau ne risque pas de flamber.

B (m ²)	B_r (m)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
0.105	0.0924	3.06	2,142	0.101	21.20	0.792	0.0241

Tableau II.16 Vérification au flambement des poteaux pour les étages 4 et 5.

$0.0924 > 0.0241$

Le poteau ne risque pas de flamber.

Les conditions préconisées par le RPA99 (art 7.4.1 page 61) en zone sismique **IIa** pour les sections des poteaux sont vérifiées.

II.6 Conclusion :

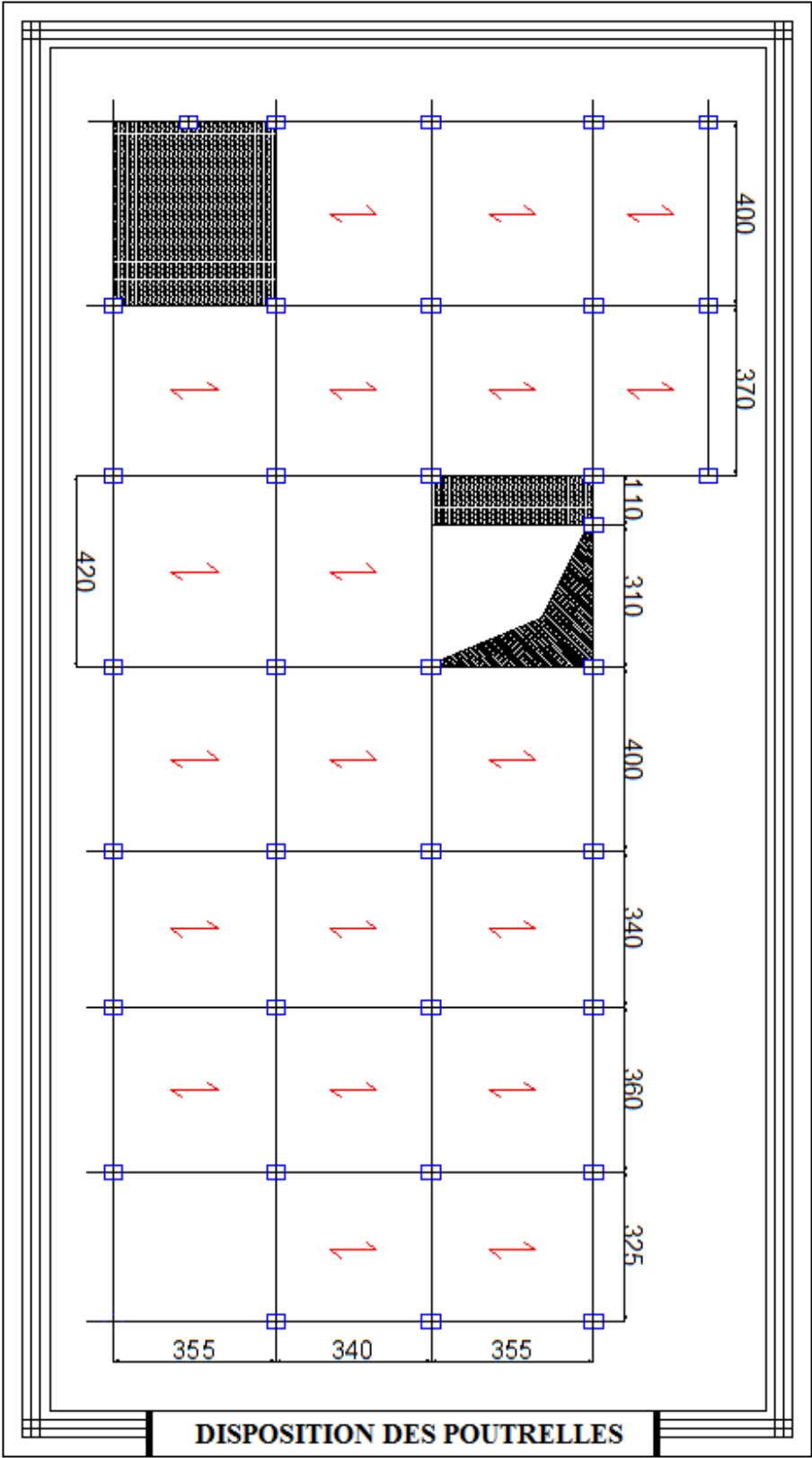
Le pré-dimensionnement est une étape primordiale pour estimer la valeur des sections minimales des éléments structuraux et non structuraux à opter dans le calcul du bâtiment.

Dans notre cas on a opté pour les sections des éléments comme suit :

- ❖ Les poutres principales (30×35)
- ❖ Les poutres secondaires (30×30)
- ❖ Poteaux RDC et les entresols (40×50)
- ❖ Poteaux 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage (30×40)
- ❖ Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage (30×35)
- ❖ Voile des étages courants et le RDC $e=15\text{cm}$.
- ❖ Voile des entresols $e=20\text{cm}$.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires



III.1 Introduction :

Les éléments structuraux qui ne portent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme des éléments secondaires.

En partant de ce principe, les éléments secondaires ne sont calculés qu'aux sollicitations verticales (charges permanentes et les surcharges d'exploitations).

Dans le présent chapitre, on abordera le calcul des éléments non structuraux suivants : Plancher à corps creux, dalles pleines, escaliers, poutres de chaînages.

III.2 Calcul des planchers à corps creux :

III.2.1 Etude des poutrelles :

Elles sont de section en T et en béton armé, calculées en flexion simple. Leur rôle est de transmettre les charges des planchers, concentrées ou réparties aux poutres principales.

III.2.1.1 La disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

- **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

III.2.1.2 Les différents types de poutrelles :




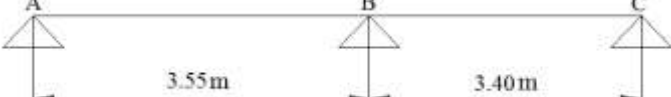

Types	Schéma statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles :

III.2.1.3 Les types de poutrelles à étudier :

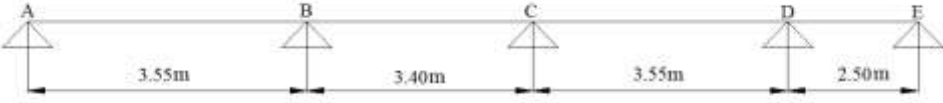

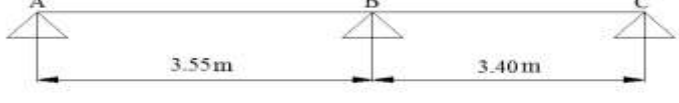
Types	Schéma statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 4	

Tableau III.2 : Les types de poutrelles à étudier

III.2.1.4 Les méthodes de calcul des poutrelles :

A. Méthode forfaitaire :.....(Art. B 6.2.2.1) [2]

C'est une méthode simplifiée qui ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Le plancher à surcharges modérées :

$$Q \leq \text{Min}(2G; 5 \text{KN} / \text{m}^2)$$

- Fissuration peu nuisible (FPN)

- Le rapport entre deux travées successives l_i, l_{i+1} vérifie :

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

- Le moment d'inertie dans toutes les travées est constant.

a. Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge d'exploitation Q et une charge permanente G

On appelle le coefficient $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

M_0 : Le moment isostatique maximum de la travée supposée indépendante

a.1 Calcul des moments :

➤ **En appuis :** ils sont calculés en fonction de M_0

Si la poutre est à deux travées : $M_a = -0.6M_0$

Sinon :

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_0 & \text{Dans le premier appui intermédiaire (voisin de rive)} \\ M_a = -0.4M_0 & \text{Dans un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

M_0 = Maximum des deux moments isostatiques dans les deux travées encadrant l'appui.

➤ **En travées :**

Ils sont déterminés en appliquant les deux inégalités suivantes :

$$M_t + \left| \frac{M_g^a + M_d^a}{2} \right| \geq \text{Max}(1 + 0.3\alpha; 1.05)M_0 \dots\dots\dots(1)$$

M_t : Le moment hyperstatique en travée

M_g^a, M_d^a : Les moments au niveau des appuis de gauche et de droite respectivement

M_0 : Le moment isostatique Max de la travée considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right. \dots\dots\dots(2)$$

Et on choisira le Max des deux conditions précédentes.

a.2 Efforts tranchants :

Dans l'évaluation des efforts tranchants au niveau des appuis, on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique sauf sur les premiers appuis intermédiaire, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- * 15% si la poutre a deux travées.

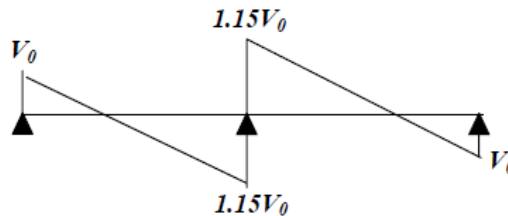


Figure III.1 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

- * 10% si la poutre a plus de deux travées.

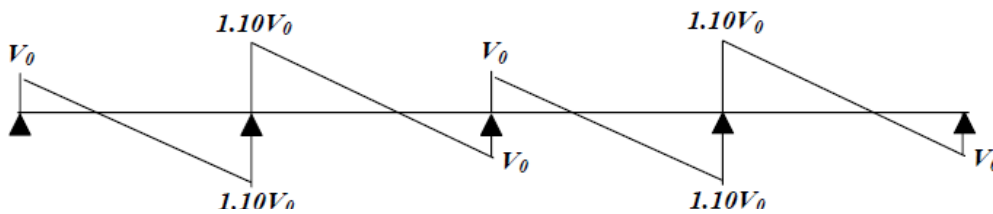


Figure III.2 : Diagramme d'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

Avec $V_{iso} = \frac{q \times l_i}{2}$

B. Méthode de Caquot :..... (Art. 6.2.2.2) [2]

Lorsque l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on fait recours à la méthode de Caquot qui s'applique essentiellement aux planchers à surcharges élevées :

$$Q > \text{Min}(2G ; 5\text{KN/m}^2).$$

Si l'une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite, alors on appliquera la méthode de Caquot minorée. Dans ce cas on remplace la charge permanente G par

$$G' = \frac{2}{3}G \quad \text{pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.}$$

a. Exposé de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments. Elle est aussi corrigée et simplifiée par Caquot pour tenir compte de :

- La variation du moment d'inertie réel due à la variation de la largeur de la table de compression d'une travée à une autre.
- L'amortissement de l'effet de chargement sur les poutres dans le béton armé où l'on considère le chargement sur les deux travées voisines de l'appui pour calculer son moment.

a.1 Calcul des moments :**➤ En appuis :**

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

➤ **En travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(X) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

a.2 L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.1.5 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Dernier plancher	3.00	1.00	5.55	3.61	4.00	2.60
Etages d'habitation	4.16	1.50	7.87	5.11	5.66	3.68
Etage commercial	4.16	5	13.10	8.52	9.16	5.95

Tableau III.3 : les charges et surcharges revenant aux poutrelles.

III.2.1.6 Exemple de calcul des sollicitations avec la méthode forfaitaire :**(Poutrelle type 4 pour le dernier plancher) :**On a $G=3.00 \text{ KN/m}^2$; $Q=1.00 \text{ KN/m}^2$.**A. Vérification des critères de la méthode forfaitaire :**

- Le plancher à surcharges modérées :

$$Q = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \text{Min}(2G = 6.00 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Fissuration peu nuisible (FPN)

- Le rapport entre deux travées successives l_i, l_{i+1} vérifie :

$$0.8 < \frac{3.55}{3.40} = 1.04 < 1.25 \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée).}$$

- Le moment d'inertie dans toutes les travées est constant..... (condition vérifiée).

B. Calcul à l'ELU:On a : $P_u=3.61 \text{ KN/ml}$ **B.1 Calcul des moments :**➤ **Calcul des moments isostatique dans les travées :**

$$M_{01} = \frac{3.61 \times 3.55^2}{8} = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{3.61 \times 3.40^2}{8} = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 5.69 \text{ KN.m}$$

 $(M_0 = \text{Maximum des deux moments isostatiques dans les deux travées encadrant l'appui})$

$$\text{Le coefficient } \alpha = \frac{1}{1+3} = 0.25$$

➤ **Calcul des moments aux appuis de rives :**

$$M_A = M_D = 0$$

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

$$M_A = 0.15 \times 5.69 = 0.85 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.15 \times 5.22 = 0.78 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis intermédiaires :** (poutrelle à deux travées)

$$M_B = -0.6 \times M_0 = -3.41 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux travées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left| \frac{M_g^a + M_d^a}{2} \right| \geq \text{Max}(1 + 0.3\alpha; 1.05) M_{0i} \dots\dots\dots(1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée de rive} \dots\dots\dots(2) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

M_0 : Le moment isostatique Max de la travée considérée.

• Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\left| \frac{0 - 3.41}{2} \right| + \text{Max}(1 + 0.3 \times 0.25; 1.05) \times 5.69 = 4.41 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.25}{2} 5.69 = 3.62 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$M_t = 4.41 \text{KN.m}$$

- **Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\left| \frac{3.41+0}{2} \right| + \text{Max}(1+0.3 \times 0.25; 1.05) \times 5.22 = 3.91 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.25}{2} \times 5.22 = 3.32 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$M_t = 3.91 \text{KN.m}$$

B.2 Les efforts tranchants :

- **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{3.61 \times 3.55}{2} = 6.40 \text{KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = -7.36 \text{KN}$$

- **Travée B-C :**

$$V_B = 1.15 \times \frac{3.61 \times 3.40}{2} = 7.06 \text{KN}$$

$$V_C = -6.14 \text{KN}$$

C. Calcul à ELS:

On a : $P_s = 2.60 \text{KN/ml}$

C.1 Calcul des moments :

➤ **Calcul des moments isostatique dans les travées :**

$$M_{01} = \frac{2.60 \times 3.55^2}{8} = 4.10 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{2.60 \times 3.40^2}{8} = 3.76 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 4.10 \text{KN.m}$$

(M_0 = Maximum des deux moments isostatiques dans les deux travées encadrant l'appui)

Le coefficient $\alpha = \frac{1}{1+3} = 0.25$

➤ **Calcul des moments aux appuis de rive :**

$$M_A = M_D = 0$$

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

$$M_A = 0.15 \times 4.10 = -0.62 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.15 \times 3.76 = -0.57 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_B = -0.6 \times M_0 = -2.46 \text{KN.m} \quad (\text{Poutrelle à deux travées})$$

➤ **Calcul des moments aux appuis des travées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left| \frac{M_g^a + M_d^a}{2} \right| \geq \text{Max}(1 + 0.3\alpha; 1.05) M_{0i} \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \longrightarrow \text{Pour une travée de rive} \quad \dots\dots\dots(2) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \longrightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

M_0 : Le moment isostatique Max de la travée considérée.

• Travée A-B :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\left| \frac{0 - 2.46}{2} \right| + \text{Max}(1 + 0.3 \times 0.25; 1.05) \times 4.10 = 3.18 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.25}{2} 4.10 = 2.61 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$M_t = 3.18 \text{KN.m}$$

- **Travée B-C :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_i \geq -\left| \frac{2.46+0}{2} \right| + \text{Max}(1+0.3 \times 0.25; 1.05) \times 3.76 = 2.81 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots(1) \\ M_i \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.25}{2} \times 3.76 = 2.40 \text{KN.m} \quad \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$M_i = 2.81 \text{KN.m}$$

C.2 Les efforts tranchants :

- **Travée A-B :**

$$V_A = \frac{2.60 \times 3.55}{2} = 4.62 \text{KN}$$

$$V_B = 1.15 \times V_A = -5.31 \text{KN}$$

- **Travée B-C :**

$$V_B = 1.15 \times \frac{260 \times 3.40}{2} = 5.08 \text{KN}$$

$$V_C = -4.42 \text{KN}$$

III.2.1.7 Exemple de calcul avec la méthode de Caquot (Poutrelle type1 : Planchers d'habitations) :

Le rapport entre deux travées successives l_i, l_{i+1} (la troisième condition de la méthode forfaitaire) donne : $0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$

$$0.8 < 1.42 > 1.25$$

Cette condition n'est pas vérifiée et par la suite on fait appel à la méthode de Caquot minorée.

$$\text{On a : } G=4.16 \text{ KN/m}^2 ; Q=1.50 \text{ KN/m}^2$$

Dans les calculs on remplace G par $G' = 2.77 \text{KN} / \text{m}^2$

A. Calcul à l'ELU :

On a $P_u=5.11\text{KN/ml}$ et $P'_u=3.89\text{KN/ml}$

A.1 Calcul des moments :➤ **Aux appuis de rive :**

M_A et $M_E=0$

➤ **Aux appuis intermédiaires :**• **Appui (B) :**

$$M_B = -\frac{3.89 \times 3.55^3 + 3.89 \times 2.72^3}{8,5 \times (3.55 + 2.72)}$$

$M_B = -4.74 \text{ KN.m}$

• **Appui(C) :**

$$M_c = -\frac{3.89 \times 2.72^3 + 3.89 \times 2.84^3}{8,5 \times (2.72 + 2.84)}$$

$M_c = -3.55 \text{ KN.m}$

• **Appui(D) :**

$$M_D = -\frac{3.89 \times 2.84^3 + 3.89 \times 2.50^3}{8,5 \times (2.84 + 2.50)}$$

$M_D = -3.31 \text{ KN.m}$

➤ **Aux travées :**• **Travée A-B :**

$$x = \frac{3.55}{2} - \frac{0 + 4.74}{5.11 \times 3.55}$$

$x = 1.51\text{m}$

$$M_0(x) = \frac{5.11 \times 1.51}{2} (3.55 - 1.51)$$

$M_0(x) = 7.87 \text{ KN.m}$

$$M(x) = 7.87 - 4.74 \times \left(\frac{1.51}{3.55} \right)$$

$$M_t = 5.86 \text{ KN.m}$$

- **Travée B-C :**

$$x = \frac{3.40}{2} - \frac{-4.74 + 3.55}{5.11 \times 3.40}$$

$$x = 1.77 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.11 \times 1.77}{2} (3.40 - 1.77)$$

$$M_0(x) = 7.37 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7.37 - 4.74 \times \left(1 - \frac{1.77}{3.40} \right) - 3.55 \left(\frac{1.77}{3.40} \right)$$

$$M_t = 3.26 \text{ KN.m}$$

- **Travée C-D :**

$$x = \frac{3.55}{2} - \frac{-3.55 + 3.31}{5.11 \times 3.55}$$

$$x = 1.79 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.11 \times 1.79}{2} (3.55 - 1.79)$$

$$M_0(x) = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8.05 - 3.55 \times \left(1 - \frac{1.79}{3.55} \right) - 3.31 \left(\frac{1.79}{3.55} \right)$$

$$M_t = 4.63 \text{ KN.m}$$

- **Travée D-E :**

$$x = \frac{2.50}{2} - \frac{-3.31 + 0}{5.11 \times 2.50}$$

$$x = 1.51 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.11 \times 1.51}{2} (2.50 - 1.51)$$

$$M_0(x) = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 3.82 - 3.31 \times \left(1 - \frac{1.51}{2.50}\right)$$

$$M_t = 2.51 \text{ KN.m}$$

A.2 Les efforts tranchants :

- **Travée A-B :**

$$V_0 = \frac{5.11 \times 3.55}{2} = 9.07 \text{ KN}$$

$$V_A = 9.07 + \frac{0 - 4.74}{3.55} = 7.74 \text{ KN}$$

$$V_B = -9.07 + \frac{0 - 4.74}{3.55} = -10.41$$

- **Travée B-C :**

$$V_0 = \frac{5.11 \times 3.40}{2} = 8.69 \text{ KN}$$

$$V_B = 8.69 + \frac{-3.55 + 4.74}{3.40} = 9.04 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.69 + \frac{-3.55 + 4.74}{3.40} = -8.34 \text{ KN}$$

- **Travée C-D :**

$$V_0 = \frac{5.11 \times 3.55}{2} = 9.07 \text{ KN}$$

$$V_C = 9.07 + \frac{-3.31 + 3.55}{3.55} = 9.14 \text{ KN}$$

$$V_D = -9.07 + \frac{-3.31 + 3.55}{3.55} = -9.01 \text{ KN}$$

- Travée D-E :

$$V_0 = \frac{5.11 \times 2.50}{2} = 6.39 \text{ KN}$$

$$V_D = 6.39 + \frac{0 + 3.31}{2.50} = 7.71 \text{ KN}$$

$$V_E = -6.39 + \frac{0 + 3.31}{2.50} = -5.07 \text{ KN}$$

B. Calcul à l'ELS :

On a $P_S = 3.68 \text{ KN/ml}$ $P^*_S = 2.77 \text{ KN/ml}$

B.1 Calcul des moments :

- Aux appuis de rive :

M_A et $M_E = 0$

- Aux appuis intermédiaires :

- Appui (B) :

$$M_B = -\frac{2.77 \times 3.55^3 + 2.77 \times 2.72^3}{8.5 \times (3.55 + 2.72)}$$

$$M_B = -3.38 \text{ KN.m}$$

- Appui (C) :

$$M_C = -\frac{2.77 \times 2.72^3 + 2.77 \times 2.84^3}{8.5 \times (2.72 + 2.84)}$$

$$M_B = -2.53 \text{ KN.m}$$

- Appui (D) :

$$M_D = -\frac{2.77 \times 2.84^3 + 2.77 \times 2.50^3}{8.5 \times (2.84 + 2.50)}$$

$$M_B = -2.35 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux travées :**

• **Travée A-B :**

$$x = \frac{3.55}{2} - \frac{0 + 3.38}{3.68 \times 3.55}$$

$$x = 1.51m$$

$$M_0(x) = \frac{3.68 \times 1.51}{2} (3.55 - 1.51)$$

$$M_0(x) = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 5.67 - 3.38 \times \left(\frac{1.51}{3.55} \right)$$

$$M_t = 4.23 \text{ KN.m}$$

• **Travée B-C :**

$$x = \frac{3.40}{2} - \frac{-3.38 + 2.53}{3.68 \times 3.40}$$

$$x = 1.77m$$

$$M_0(x) = \frac{3.68 \times 1.77}{2} (3.40 - 1.77)$$

$$M_0(x) = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 5.31 - 3.38 \times \left(1 - \frac{1.77}{3.40} \right) - 2.53 \left(\frac{1.77}{3.40} \right)$$

$$M_t = 2.37 \text{ KN.m}$$

• **Travée C-D :**

$$x = \frac{3.55}{2} - \frac{-2.53 + 2.35}{3.68 \times 3.55}$$

$$x = 1.79m$$

$$M_0(x) = \frac{3.68 \times 1.79}{2} (3.55 - 1.79)$$

$$M(x) = 5.80 - 2.53 \times \left(1 - \frac{1.79}{3.55}\right) - 2.35 \left(\frac{1.79}{3.55}\right)$$

$$M_t = 3.35 \text{ KN.m}$$

- **Travée D-E :**

$$x = \frac{2.50}{2} - \frac{-2.35 + 0}{3.68 \times 2.50}$$

$$x = 1.51 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{3.68 \times 1.51}{2} (2.50 - 1.51)$$

$$M_0(x) = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 2.75 - 2.35 \times \left(1 - \frac{1.51}{2.50}\right)$$

$$M_t = 1.82 \text{ KN.m}$$

B.2 Les efforts tranchants :

- **Travée A-B :**

$$V_0 = \frac{3.68 \times 3.55}{2} = 6.53 \text{ KN}$$

$$V_A = 6.53 + \frac{0 - 3.38}{3.55} = 5.58 \text{ KN}$$

$$V_B = -6.53 + \frac{0 - 3.38}{3.55} = -7.48 \text{ KN}$$

- **Travée B-C :**

$$V_0 = \frac{3.68 \times 3.40}{2} = 6.25 \text{ KN}$$

$$V_B = 6.25 + \frac{-2.53 + 3.38}{3.40} = 6.50 \text{ KN}$$

$$V_C = -6.25 + \frac{-2.53 + 3.38}{3.40} = -6.00 \text{ KN}$$

- **Travée C-D :**

$$V_0 = \frac{3.68 \times 3.55}{2} = 6.53 \text{KN}$$

$$V_C = 6.53 + \frac{-2.35 + 2.53}{3.55} = 6.58 \text{KN}$$

$$V_D = -6.43 + \frac{-2.35 + 2.53}{3.55} = -6.48 \text{KN}$$

- **Travée D-E :**

$$V_0 = \frac{3.68 \times 2.50}{2} = 4.60 \text{KN}$$

$$V_D = 4.60 + \frac{0 + 2.35}{2.50} = 5.54 \text{KN}$$

$$V_E = -4.60 + \frac{0 + 2.35}{2.50} = -3.66 \text{KN}$$

III.2.1.8 Tableaux récapitulatifs des sollicitations sur les différents niveaux :

✓ Dernier plancher :

Types	Travée	Longueur	Longueur	M_0 (KN.m)	Moment en appui		M_0 (KN.m)	Effort tranchant	
		L(m)	L'(m)		M_g	M_d		V_g	V_d
1	A-B	3.55	3.55	5.56	-0.83	-3.32	4.14	5.47	-7.34
	B-C	3.40	2.72	5.20	-3.32	-2.49	2.32	6.38	-5.89
	C-D	3.55	2.84	5.67	-2.49	-2.32	3.28	6.45	-6.36
	D-E	2.50	2.50	2.70	-2.32	-0.41	1.78	5.44	-3.58
2	A-B	3.55	/	5.69	-0.85	-2.84	4.69	6.40	-7.04
	B-C	3.40	/	5.21	-2.84	-2.84	2.80	6.75	-6.75
	C-D	3.55	/	5.69	-2.84	-0.85	4.69	7.04	-6.40
4	A-B	3.55	/	5.69	-0.85	-3.41	4.41	6.40	-7.36
	B-C	3.40	/	5.22	-3.41	-0.78	3.91	7.06	-6.14

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU.

Types	Travée	Longueur	Longueur	M_0 (KN.m)	Moment en appui		M_t (KN.m)	Effort tranchant	
		L(m)	L'(m)		M_g	M_d		V_g	V_d
1	A-B	3.55	3.55	4.01	-0.60	-2.37	3.00	3.91	-5.32
	B-C	3.40	2.72	3.75	-2.37	-1.78	1.69	4.61	-4.23
	C-D	3.55	2.84	4.10	-1.78	-1.66	2.38	4.65	-4.58
	D-E	2.50	2.50	1.94	-1.66	-0.29	1.29	3.95	-2.55
2	A-B	3.55	/	4.10	-0.62	-2.05	3.38	4.62	-5.08
	B-C	3.40	/	3.76	-2.05	-2.05	2.02	4.86	-4.86
	C-D	3.55	/	4.10	-2.05	-0.62	3.38	5.08	-4.62
4	A-B	3.55	/	4.10	-0.62	-2.46	3.18	4.62	-5.31
	B-C	3.40	/	3.76	-2.46	-0.57	2.81	5.08	-4.42

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS.

✓ RDC et les étages d'habitations :

Types	Travée	Longueur	Longueur	M_0 (KN.m)	Moment en appui		M_t (KN.m)	Effort tranchant	
		L(m)	L'(m)		M_g	M_d		V_g	V_d
1	A-B	3.55	3.55	7.87	-1.18	-4.74	5.86	7.74	-10.41
	B-C	3.40	2.72	7.37	-4.74	-3.55	3.26	9.04	-8.34
	C-D	3.55	2.84	8.05	-3.55	-3.31	4.63	9.14	-9.01
	D-E	2.50	2.50	3.82	-3.31	-0.57	2.51	7.71	-5.07
2	A-B	3.55	/	8.06	-1.21	-4.03	6.68	9.08	-9.98
	B-C	3.40	/	7.39	-4.03	-4.03	3.99	9.56	-9.56
	C-D	3.55	/	8.06	-4.03	-1.21	6.68	9.98	-9.08
4	A-B	3.55	/	8.06	-1.21	-4.83	6.28	9.08	-10.44
	B-C	3.40	/	7.39	-4.83	-1.11	5.56	10.00	-8.69

Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU.

Types	Travée	Longueur	Longueur	M_0 (KN.m)	Moment en appui		M_t (KN.m)	Effort tranchant	
		L(m)	L'(m)		M_g	M_d		V_g	V_d
1	A-B	3.55	3.55	5.67	-0.85	-3.38	4.23	5.58	-7.48
	B-C	3.40	2.72	5.31	-3.38	-2.53	2.37	6.50	-6.00
	C-D	3.55	2.84	5.80	-2.53	-2.35	3.35	6.58	-6.48
	D-E	2.50	2.50	2.75	-2.35	-0.41	1.82	5.54	-3.66
2	A-B	3.55	/	5.80	-0.87	-4.03	4.81	6.53	-7.18
	B-C	3.40	/	5.32	-4.03	-4.03	2.87	6.88	-6.88
	C-D	3.55	/	5.80	-4.03	-0.87	4.81	7.18	-6.53
4	A-B	3.55	/	5.80	-0.87	-3.48	4.52	6.53	-5.51
	B-C	3.40	/	5.32	-3.48	-0.80	4.00	7.19	-6.25

Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS.

✓ Les entresols commerciaux :

Types	Travée	Longueur	Longueur	M_0 (KN.m)	Moment en appui		M_t (KN.m)	Effort tranchant	
		L(m)	L'(m)		M_g	M_d		V_g	V_d
1	A-B	3.55	3.55	13.05	-1.96	-8.90	9.35	12.63	-17.64
	B-C	3.40	2.72	12.28	-8.90	-6.66	4.57	15.15	-13.83
	C-D	3.55	2.84	13.42	-6.66	-6.21	7.00	15.26	-15.01
	D-E	2.50	2.50	6.30	-6.21	-0.95	3.92	13.14	-8.17
2	A-B	3.55	/	13.43	-2.02	-6.72	12.27	15.13	-16.65
	B-C	3.40	/	12.32	-6.72	-6.72	7.62	15.94	-15.94
	C-D	3.55	/	13.43	-6.72	-2.02	12.27	16.65	-15.13
4	A-B	3.55	/	13.43	-2.02	-8.06	11.60	15.13	-17.40
	B-C	3.40	/	12.32	-8.06	-1.85	10.31	16.67	-14.49

Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU.

Types	Travée	Longueur	Longueur	M_0 (KN.m)	Moment en appui		M_t (KN.m)	Effort tranchant	
		L(m)	L'(m)		M_g	M_d		V_g	V_d
1	A-B	3.55	3.55	9.11	-1.37	-6.15	6.56	8.99	-12.15
	B-C	3.40	2.72	8.58	-6.15	-4.60	3.25	10.54	-9.71
	C-D	3.55	2.84	9.37	-4.60	-4.29	4.94	10.65	-10.49
	D-E	2.50	2.50	4.40	-4.29	-0.66	2.75	9.01	-5.87
2	A-B	3.55	/	9.38	-1.41	-4.69	8.57	10.57	-11.63
	B-C	3.40	/	8.60	-4.69	-4.69	5.32	11.13	-11.13
	C-D	3.55	/	9.38	-4.69	-1.41	8.57	11.63	-10.57
4	A-B	3.55	/	9.38	-1.41	-5.63	8.10	10.57	-12.15
	B-C	3.40	/	8.60	-5.63	-1.29	7.20	11.64	-10.12

Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS.

III.2.1.9 Les sollicitations maximales aux états limite des différent niveaux :

Etage	Type de poutrelle	Etats limites							
		ELU				ELS			
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)
		Rive	Interne			Rive	Interne		
Dernier plancher	01	-0.83	-3.32	4.14	-7.34	-0.60	-2.37	3.00	-5.32
	02	-0.85	-2.84	4.69	-7.04	-0.62	-2.05	3.38	-5.80
	04	-0.85	-3.41	4.41	-7.36	-0.62	-2.46	3.18	-5.31
Etage courant	01	-1.18	-4.74	5.86	-10.41	-0.85	-3.38	4.23	-7.48
	02	-1.21	-4.03	6.68	-9.98	-0.87	-4.03	4.81	-7.18
	04	-1.21	-4.83	6.28	-10.44	-0.87	-3.43	4.52	-7.19
Entresol	01	-1.96	-8.90	9.35	-17.64	-1.37	-6.15	6.56	-12.15
	02	-2.02	-6.72	12.27	-16.65	-1.41	-4.69	8.57	-11.63
	04	-2.02	-8.06	11.60	-17.40	-1.41	-5.63	8.10	-12.15

Tableau III.10 : Sollicitations maximales aux états limite des différent niveaux.

III.2.1.10 Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple de calcul une poutrelle de type 2 de l'entresol commercial, en utilisant les sollicitations maximales pour le ferrailage.

A. Sollicitations maximales :

➤ A l'ELU :

$$M_{Travée}^{Max} = 12.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{\max} = -2.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,max}^{inter} = -6.72 \text{ KN.m}$$

$$V^{Max} = 16.65 \text{ KN}$$

➤ A'ELS :

$$M_{Travée}^{Max} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -1.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.max}^{inter} = -11.63 \text{ KN.m}$$

B. Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

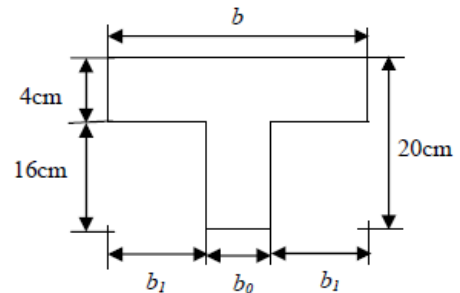
$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

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

$$d = 18 \text{ cm}$$



1) Calcul à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Figure III.3 : les dimensions de la poutrelle

A.1 En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 12.27 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire

($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.27 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0410$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0410}}{0.8} = 0.0523$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0523) = 0.176m$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{12.27 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.00cm^2$$

On choisie :

$$A_s = 3HA10 = 2.36cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_s = 2.36cm^2 > A_{\min} = 1.41cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

A.2 Aux appuis :

➤ Appuis de rives :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = -2.02KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0439$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0439}}{0.8} = 0.0561$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0561) = 0.176m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.33cm^2$$

On choisit :

$$A_s = 1HA10 = 0.79cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22cm^2$$

$$A_s = 0.79cm^2 > A_{Min} = 0.22cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{Interne}^a = -6.72KN.m$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif aux appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)m$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.72 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.146$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.146}}{0.8} = 0.198$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.198) = 0.165m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{6.72 \times 10^{-3}}{0.165 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On choisit

$$A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

B. Armatures transversales :

B.1 Vérification vis-à-vis du cisaillement :

$$V^{\max} = 16.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.65 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.93 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

B.2 Choix des armatures transversales :

On choisit un étrier $\Phi 6$

$$A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

B.3 Espacement:

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \dots \dots \dots \text{(Art A.5.1.2.2) [2]}$$

- Flexion simple
- Fissuration peu nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.93 - 0.3 \times 2.1)} = 60.80 \text{ cm}$$

$S_t \leq 60.80 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

Soit $S_t=15\text{cm}$

✓ Les tableaux récapitulatifs de ferrailage des poutrelles des différent niveaux :

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{Min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0139	0.0175	0.178	0.67	1.41	3HA 8=1.51	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0181	0.0228	0.178	0.14	0.22	1HA 8=0.50		
	App int	0.0723	0.0939	0.173	0.55	0.22	2HA 8=1.01		
02	Travée	0.0157	0.0200	0.179	0.76	1.41	3HA 8=1.51		
	App rive	0.0185	0.0234	0.178	0.14	0.22	1HA 8=0.50		
	App int	0.0619	0.0799	0.174	0.47	0.22	2HA 8=1.01		
04	Travée	0.0148	0.0186	0.179	0.71	1.41	3HA 8=1.51		
	App rive	0.0185	0.0234	0.178	0.14	0.22	1HA 8=0.50		
	App int	0.0743	0.0966	0.173	0.57	0.22	2HA 8=1.01		

Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles du dernier plancher.

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{Min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0196	0.0248	0.178	0.95	1.41	3HA 8=1.51	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0257	0.0326	0.178	0.19	0.22	1HA 8=0.50		
	App int	0.1033	0.1365	0.170	0.80	0.22	2HA 8=1.01		
02	Travée	0.0224	0.0283	0.178	1.01	1.41	3HA 8=1.51		
	App rive	0.0264	0.0334	0.178	0.20	0.22	1HA 8=0.50		
	App int	0.0878	0.1150	0.172	0.68	0.22	2HA 8=1.01		
04	Travée	0.0210	0.0266	0.178	1.01	1.41	3HA 8=1.51		
	App rive	0.0264	0.0334	0.178	0.20	0.22	1HA 8=0.50		
	App int	0.1052	0.1393	0.170	0.82	0.22	2HA 8=1.01		

Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles des étages courants.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A ^{Min} (cm ²)	Choix de Section (cm ²)	A (cm ²)	N ^{bre} de barre
01	Travée	0.0373	0.0398	0.177	1.51	1.41	2HA8+1HA12=2.14	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0427	0.0546	0.176	0.32	0.22	1 HA 8=0.50		
	App int	0.1939	0.2720	0.160	1.60	0.22	1HA8+1HA12=1.63		
02	Travée	0.0410	0.0523	0.176	2.00	1.41	2HA8+1HA12=2.14		
	App rive	0.0439	0.0531	0.176	0.33	0.22	1 HA 8=0.50		
	App int	0.1460	0.1980	0.165	1.17	0.22	1HA8+1HA12=1.63		
04	Travée	0.0389	0.0496	0.176	1.89	1.41	2HA8+1HA12=2.14		
	App rive	0.0439	0.0561	0.176	0.33	0.22	1 HA 8=0.50		
	App int	0.1756	0.2431	0.163	1.43	0.22	1HA8+1HA12=1.63		

Tableau III.13 : Ferrailage des poutrelles des entresols commerciaux.

III.2.1.11 Vérifications :

- Vérification des poutrelles à l'ELU :
- Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :

En appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.40 + \frac{-11.60}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = -3.58 \text{ cm}^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-) ; donc a ce niveau V_u est négligeable devant M_u (ça n'a pas d'influence sur les A_l) .

Au niveau de l'appui de rive :

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.13 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.43 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

Les résultats des vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant sont donnés au tableau suivant :

Type	Plancher	V_u (KN)	A_l adoptée	A_l (cm ²)	Observation
01	Denier plancher	5.47	0.50	0.15	Vérifiée
	Etage courant	6.40	0.50	0.18	Vérifiée
	entresol	6.40	0.50	0.18	Vérifiée
02	Denier plancher	7.74	0.50	0.22	Vérifiée
	Etage courant	9.08	0.50	0.26	Vérifiée
	entresol	9.08	0.50	0.26	Vérifiée
04	Denier plancher	12.63	0.50	0.36	Vérifiée
	Etage courant	15.13	0.50	0.43	Vérifiée
	entresol	15.13	0.50	0.43	Vérifiée

Tableau III.14 : Vérifications des armatures longitudinales à l'effort tranchant.

• **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{27.5 \times 17.40 \times 10^{-5}}{0.9 \times 18 \times 65 \times 4 \times 10^{-6}} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée.}$$

Les résultats des vérifications de la jonction table-nervure sont donnés au tableau suivant :

Type	Plancher	V _u (KN)	τ _u	Observation
01	Denier plancher	7.34	0.48	Vérifiée
	Etage courant	10.41	0.68	Vérifiée
	entresol	17.64	1.15	Vérifiée
02	Denier plancher	7.04	0.46	Vérifiée
	Etage courant	9.98	0.65	Vérifiée
	entresol	16.65	1.08	Vérifiée
04	Denier plancher	7.36	0.48	Vérifiée
	Etage courant	10.44	0.68	Vérifiée
	entresol	17.40	1.13	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérifications de la jonction table-nervure.

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

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

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 8.10\text{KN.m}$$

$$A_s = 2.14\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.14 \times (18 - 4) = 70.6 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table de}$$

compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y :

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

$$y = 3.75 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65}{3} \times 3.75^3 + 15 \times 2.14 (18 - 3.75)^2$$

$$I = 7660.88 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{8.10 \times 10^3}{7660.88} \times 3.75 = 3.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **En appui :**

$$M_a^{\max} = 5.63 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.57 \times (18 - 4) = 190.3 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la table de}$$

compression \Rightarrow calcul d'une section en rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y :

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

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{65}{3} \times 3.32^3 + 15 \times 1.63(18 - 3.32)^2$$

$$I = 6061.91 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{5.63 \times 10^3}{6061.91} \times 3.32 = 3.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les résultats des vérifications à l'état limite de compression de béton sont donnés au tableau suivant :

Type	Plancher	Elément	M _{ser}	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	Observation
01	Denier plancher	Travée	3.00	1.51	3.21	5.67×10 ³	1.70	Vérifiée
		A-int	2.37	1.01	2.67	3.97×10 ³	1.59	Vérifiée
		A-rive	0.60	0.50	1.92	2.09×10 ³	0.55	Vérifiée
	Etagé courant	Travée	4.23	1.51	3.21	5.67×10 ³	2.29	Vérifiée
		A-int	3.38	1.01	2.67	3.97×10 ³	2.27	Vérifiée
		A-rive	0.85	0.50	1.92	2.09×10 ³	0.78	Vérifiée
	entresol	Travée	6.56	2.14	3.75	7.66×10 ³	3.21	Vérifiée
		A-int	6.15	1.63	3.32	6.06×10 ³	3.37	Vérifiée
		A-rive	1.37	0.50	1.92	2.09×10 ³	1.26	Vérifiée

02	Denier plancher	Travée	3.38	1.51	3.21	5.67×10^3	1.91	Vérifiée
		A-int	2.05	1.01	2.67	3.97×10^3	1.38	Vérifiée
		A-rive	0.62	0.50	1.92	2.09×10^3	0.57	Vérifiée
	Etage courant	Travée	4.81	1.51	3.21	5.67×10^3	2.72	Vérifiée
		A-int	4.03	1.01	2.67	3.97×10^3	2.71	Vérifiée
		A-rive	0.87	0.50	1.92	2.09×10^3	0.80	Vérifiée
	entresol	Travée	8.57	2.14	3.75	7.66×10^3	4.19	Vérifiée
		A-int	4.69	1.63	3.32	6.06×10^3	2.57	Vérifiée
		A-rive	1.41	0.50	1.92	2.09×10^3	1.29	Vérifiée
04	Denier plancher	Travée	3.18	1.51	3.21	5.67×10^3	1.80	Vérifiée
		A-int	2.46	1.01	2.67	3.97×10^3	1.65	Vérifiée
		A-rive	0.62	0.50	1.92	2.09×10^3	0.57	Vérifiée
	Etage courant	Travée	4.52	1.51	3.21	5.67×10^3	2.56	Vérifiée
		A-int	3.48	1.01	2.67	3.97×10^3	2.34	Vérifiée
		A-rive	0.87	0.50	1.92	2.09×10^3	0.80	Vérifiée
	entresol	Travée	8.10	2.14	3.75	7.66×10^3	3.96	Vérifiée
		A-int	5.63	1.63	3.32	6.06×10^3	3.08	Vérifiée
		A-rive	1.41	0.50	1.92	2.09×10^3	1.29	Vérifiée

Tableau III.16 : Vérifications à l'état limite de compression de béton.

- **Vérification de la flèche** :(Article B.6.5.1) [2]

Elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91** (Article B.6.5) et celle du **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0.056 < \frac{1}{16}$$

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

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

Tel que :

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

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

- **Evaluation des moments en travée :**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Contraintes (σ_s) :

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

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

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

• **Evaluation des flèches :**

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 4.16 = 2.70 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (4.16 + 5) = 5.95 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 3.55^2}{8} = 2.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.70 \times 3.55^2}{8} = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{5.95 \times 3.55^2}{8} = 7.03 \text{ KN.m}$$

Propriété de la section :

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 45387.73 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 45387.73 \text{ cm}^4$$

$$I = 7660.88 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.14}{10 \times 18} = 0.012$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) \times 0.012} = 3.55 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.55 = 1.42$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 60.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 89.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 196.84 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.26$$

$$\mu_g = 0.42$$

$$\mu_p = 0.68$$

$$I_{ij}^f = 25962.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^f = 20042.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = 14624.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^f = 31274.43 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{2.15 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32164.2 \times 25762.82 \times 10^{-8}} = 0.33 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gi} = \frac{3.19 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32164.2 \times 20042.75 \times 10^{-8}} = 0.62 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{7.03 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 32164.2 \times 14624.05 \times 10^{-8}} = 1.88 \times 10^{-3} m$$

$$f_{vg} = \frac{3.19 \times 10^{-3} \times 3.55^2}{10 \times 10721.4 \times 31274.43 \times 10^{-8}} = 1.19 \times 10^{-3} m$$

- **La flèche totale Δf :**

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

$$\Delta f_t = (1.19 - 0.33 + 1.88 - 0.62) \times 10^{-3} = 2.12 \times 10^{-3} m$$

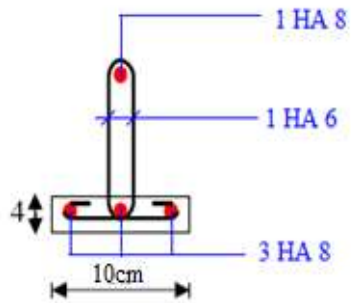
$\Delta f_t = 2.12 mm < f_{adm} = 7.1 mm$ Donc la condition de flèche est vérifiée.

Les vérifications de la flèche sont données dans le tableau suivant :

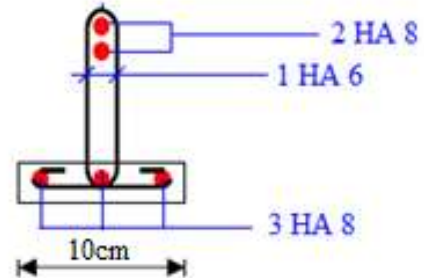
Types	Plancher	f_{adm}	f_{ji}	f_{gi}	f_{gv}	f_{pi}	Δf	Observation
01	Dernier plancher	7.1	0.39	0.79	1.4	1.11	1.3	Vérifiée
	Etage courant	7.1	0.39	0.791	1.4	1.27	1.50	Vérifiée
	Entresol	7.1	0.33	0.62	1.19	1.88	2.12	Vérifiée
02	Dernier plancher	7.1	0.39	0.79	1.4	1.11	1.3	Vérifiée
	Etage courant	7.1	0.39	0.791	1.4	1.27	1.50	Vérifiée
	Entresol	7.1	0.33	0.62	1.19	1.88	2.12	Vérifiée
04	Dernier plancher	7.1	0.39	0.79	1.4	1.11	1.3	Vérifiée
	Etage courant	7.1	0.39	0.791	1.4	1.27	1.50	Vérifiée
	Entresol	7.1	0.33	0.62	1.19	1.88	2.12	Vérifiée

Tableau III.17 : Vérifications de la flèche.

a) Dernier plancher et les étages courant :

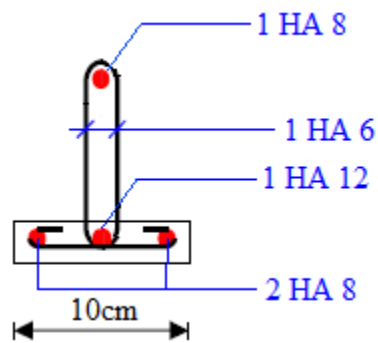


Travée et appuis de rives

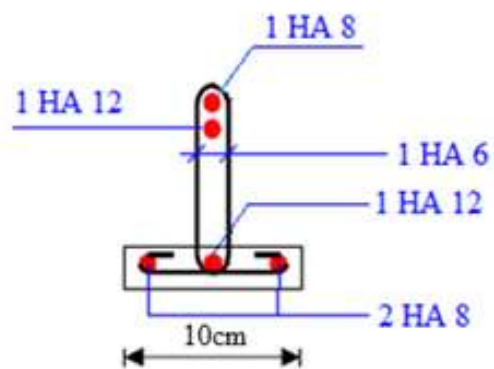


Appuis intermédiaire

b) Entresols commerciaux :



Travée et appuis de rives



Appuis intermédiaire

Figure III.4 : Schémas de ferrailage des poutrelles

III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance $F_e = 235$ MPa.

a) Armature perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{\perp} = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$

b) Armature parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{m}$ $St = 30 \text{ cm}$

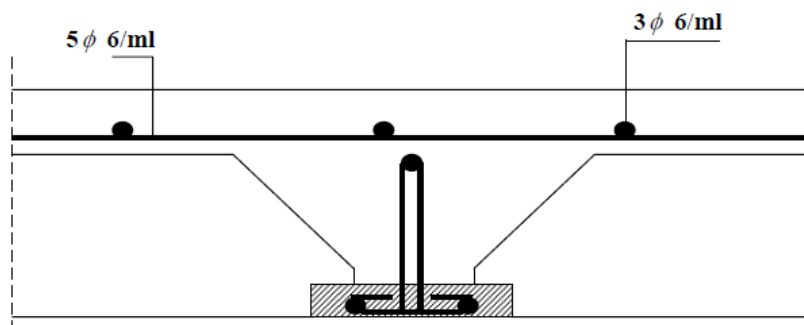


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

III.3.1 dalle pleine sur quatre appuis :

On a:

$$G=4.36\text{KN/m}^2$$

$$Q=5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 \geq 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans}$$

les deux sens.

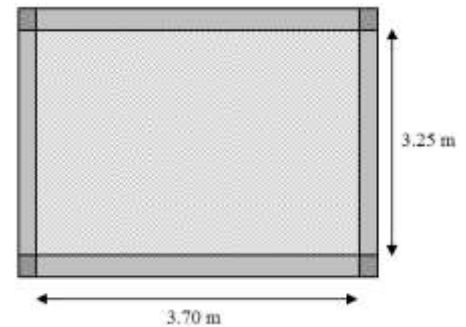


Figure III.6 Dalle sur quatre appuis.

III.3.1.1 Les sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 5 = 13.38\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 4.36 + 5 = 9.36\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y \end{cases}$$

En appui :

$$M_a = 0.3 \times M_x$$

Combinaison	q (KN/m)	μ_x	μ_y	Les moments (KN.m)				
				M_x	M_y	M_{tx}	M_{ty}	M_a
ELU	13.38	0.0486	0.7244	6.87	4.97	5.84	4.23	2.06
ELS	9.36	0.0556	0.8074	5.49	4.44	4.66	3.77	1.65

Tableau III.18 : Les sollicitations sur la dalle à quatre appuis.

III.3.1.2 Ferrailage :

Les dalles pleines sont ferrillées en flexion simple pour une section rectangulaire $e \times 1m$.

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{120}{10} = 12mm$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 9.40cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 8.2cm$$

Tous les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
travée	x-x	5.84	0.0412	0.0526	0.0978	1.71	5HA10=3.93
	y-y	4.23	0.0298	0.0379	0.0984	1.24	5HA10=3.93
appui	y-y	2.06	0.0145	0.0183	0.0992	0.60	4HA10=3.14
	x-x						

Tableau III.19 : Le ferrailage de la dalle à quatre appuis.

III.3.1.3 Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 20cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 20cm$.

III.3.1.4 Vérifications :➤ **A l'ELU :**• **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour fe400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.02\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0.96\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

• **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.38 \times 3.70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.87}{2}} = 17.25\text{KN} .$$

$$\tau_u = \frac{17.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} = 0.183\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée} .$$

➤ **A l'ELS :**• **Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 9.36\text{KN/m}^2$$

$$M_{tx\ ser} = 4.66\text{KN.m} .$$

$$M_{ty\ ser} = 3.77\text{KN.m} .$$

Sens x-x :

$$A_x = 3.93\text{cm}^2 .$$

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

$$\Rightarrow y = 2.79\text{cm} .$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 3299.57\text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3.94\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée} .$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.93 \text{cm}^2 ; \quad y = 2.57 \text{cm} ; \quad I = 2430.90 \text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3.98 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation :** [2]

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x :

$$1) \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \quad \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 6.5 \text{mm} .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.29 \text{mm}, \quad f_{gi} = 0.42 \text{mm}, \quad f_{gv} = 1.28 \text{mm}, \quad f_{pi} = 1.53 \text{mm} .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 2.1 \text{mm} < f_{adm} = 6.5 \text{mm} ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$1) \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \quad \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.032 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{cm} .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.3 \text{mm}, \quad f_{gi} = 0.44 \text{mm}, \quad f_{gv} = 1.34 \text{mm}, \quad f_{pi} = 1.12 \text{mm} .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 1.72 \text{mm} < f_{adm} = 7.4 \text{mm} ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

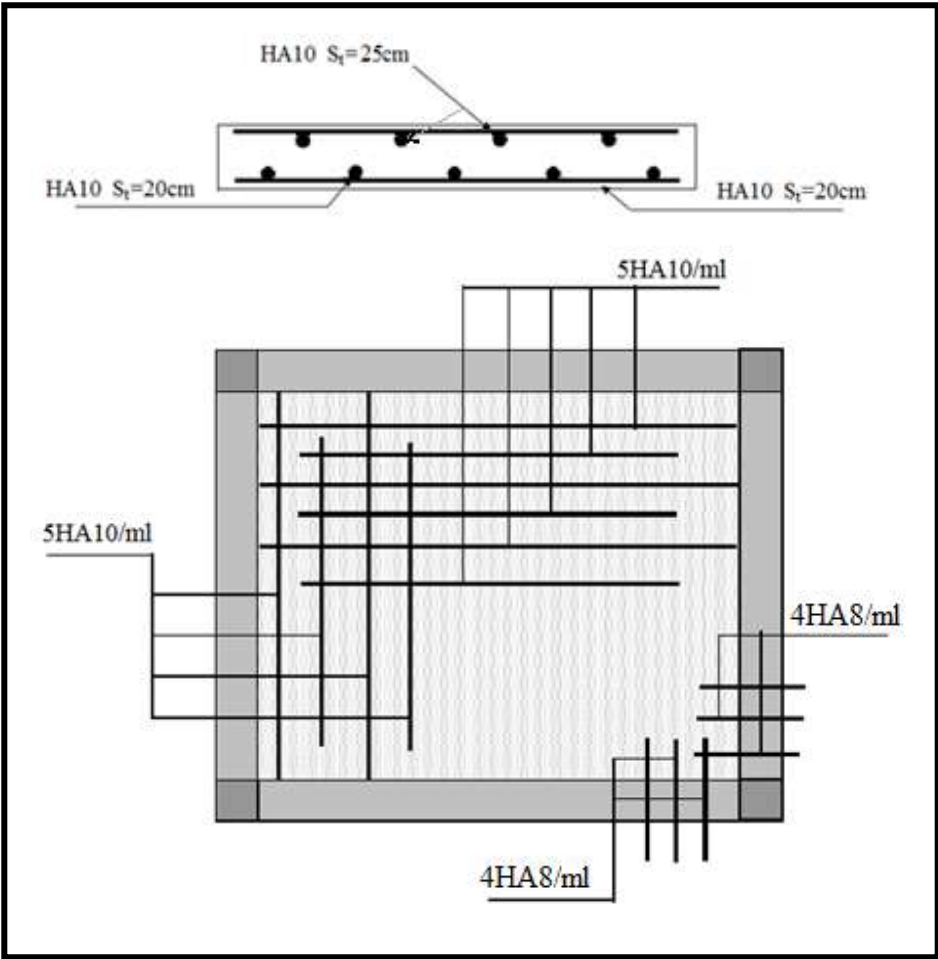


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.3.2 Dalle sur trois appuis :

On a :

$$G=4.36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{3.90} = 0.346 < 0.4$$

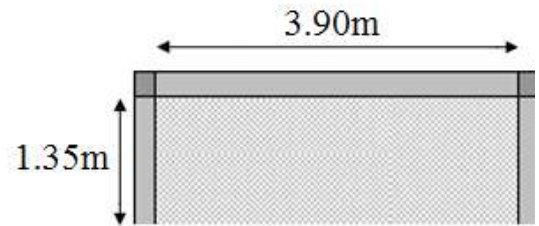


Figure III.8 : Dalle sur trois appuis

La dalle travaille suivant un seul sens (sens x).

III.3.2.1 Les sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times 4.36 + 1.5 \times 3.5 = 11.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.36 + 3.5 = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

Pour le calcul des moments isostatiques sollicitant on utilisera la théorie de ligne de ruptures.

$$\frac{l_y}{2} = \frac{3.90}{2} = 1.95 \text{ m} > l_x = 1.35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M^x . \\ M_{ty} = 0.85 * M^y . \end{cases}$$

En appui :

$$M_a = 0.3 * M_x .$$

Combinaison	q (KN/m)	Les moments (KN.m)				
		M _x	M _y	M _{tx}	M _{ty}	M _a
ELU	11.46	21.31	4.56	18.11	3.88	6.39
ELS	7.86	15.04	3.22	12.78	2.73	4.51

Tableau III.20 : Les sollicitations sur la dalle à trois appuis.

III.3.2.2 Ferrailage :

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{120}{10} = 12mm$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c\right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 9.40cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c\right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 8.2cm$$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire $\left\{ \begin{array}{l} (e \times l_x) \text{ pour sens x-x.} \\ (e \times l_y) \text{ pour sens y-y.} \end{array} \right.$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	18.11	0.0947	0.1247	0.0950	5.48	4HA12=4.52
	y-y	3.88	0.0202	0.0256	0.0989	1.12	4HA8=2.01
appui	y-y	6.39	0.0334	0.0425	0.0982	1.87	4HA10=3.14
	x-x						

Tableau III.21 : Le ferrailage de la dalle à trois appuis.

III.3.2.3 Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 25cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

III.3.2.4 Vérifications :➤ **A l'ELU :**

- **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho \leq 0.4 \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour fe400

$$A_{\min} = 0.96\text{cm}^2 < A_t$$

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{11.13 \times 1.35}{2} = 7.51\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{7.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} = 0.080\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

➤ **A l'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 7.86\text{KN/m}^2$$

$$M_{tx\ ser} = 12.78\text{KN.m}.$$

$$M_{ty\ ser} = 2.73\text{KN.m}.$$

Sens x-x :

$$A_x = 4.52\text{cm}^2.$$

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

$$\Rightarrow y = 3.06\text{cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 4229.63\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 9.24\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01\text{cm}^2 ; \quad y = 2.17\text{cm} ; \quad I = 2189.07\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 2.07 MPa < 15 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.088 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{12.78}{10 \times 15.04} = 0.084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{7.7}{100 \times 9.4} = 0.008 \leq \frac{4,2}{f_e} 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

$$f_{adm} = \frac{390}{500} = 0.78 cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.28 mm, \quad f_{gi} = 0.42 mm, \quad f_{gv} = 1.25 mm, \quad f_{pi} = 4.27 mm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 4.82 mm < f_{adm} = 7.8 mm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.3.3 Dalle sur deux appuis :

On a :

$$G=4.36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{3.75} = 0.36 < 0.4$$

La dalle travaille suivant un seul sens (sens x).

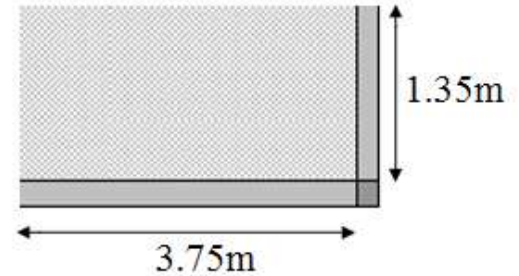


Figure III.9 : Dalle sur deux appuis

III.3.3.1 Les sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times (4.36 + 1) + 1.5 \times 3.5 = 12.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.36 + 1 + 3.5 = 8.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0u} = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = \frac{12.48 \times 1.35^2}{2} = 11.37 \text{ KN.m} \\ M_{0s} = \frac{q_s \times l_x^2}{2} = \frac{8.86 \times 1.35^2}{2} = 8.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.3.2 Ferrailage :

Les dalles sont ferrillées en flexion simple pour une section rectangulaire $e \times 1\text{m}$.

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
11.37	0.0595	0.0767	0.0964	3.37	4HA12=4.52

III.3.3.3 Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

III.3.3.4 Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

III.3.3.5 Vérifications :

➤ **A l'ELU :**

• **La condition de non fragilité :**

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho \leq 0.4 \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour fe400

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 < A_t$$

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{12.48 \times 1.35}{2} = 8.42 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{8.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.01} = 0.084 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

- **A l'ELS :**

- **Etat limite de compression de béton :**

$$q_s = 8.86 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = 8.07 \text{ KN.m}.$$

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2.$$

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

$$\Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 4220.56 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5.85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0}; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c'est \text{ vérifiée} \\ \frac{h}{l} = 0.088 > \frac{Mt}{10 * M_0} = \frac{6.86}{10 \times 8.86} = 0.077 \dots\dots\dots condition \text{ vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} = \frac{3.14}{100 \times 9.4} = 0.003 \leq \frac{4,2}{f_e} 0.01 \dots\dots\dots condition \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

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

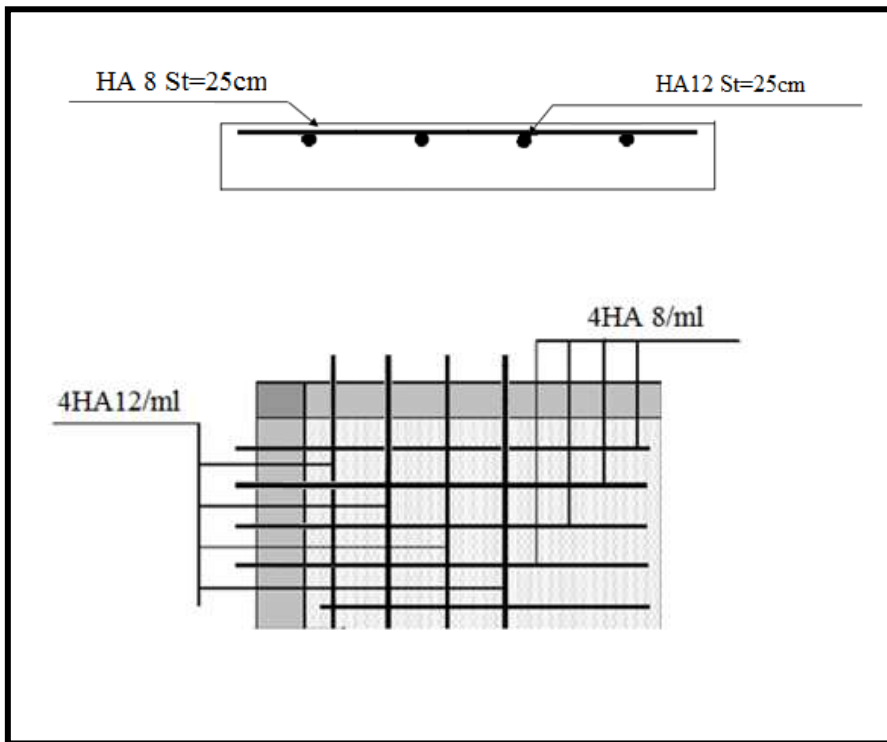


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.4 Etude des escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre projet on a deux types d'escaliers en béton armé.

III.4.1 Escalier à deux volées pour les étages d'habitations :

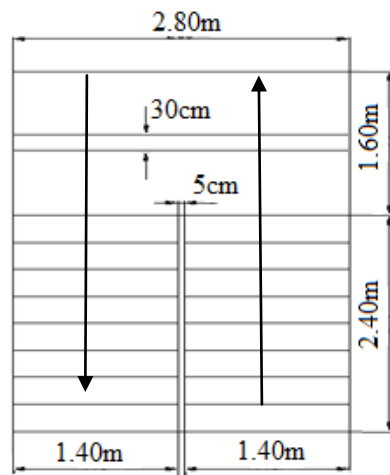


Figure III.11 : vue en plan de l'escalier.

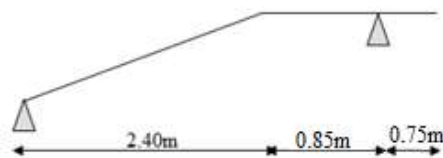


Figure III.12 : Schéma statique de l'escalier

III.4.1.1 Calcul du chargement :

➤ **Sur les volées 1 et 2 :**

$$\begin{cases} G_v=7.38\text{KN/m} \\ Q_v=2.50\text{KN/m} \end{cases}$$

Avec $e=12\text{cm}$

➤ **Sur le palier :**

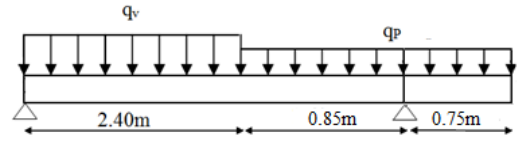
$$\begin{cases} G_v=4.36\text{KN/m} \\ Q_v=2.50\text{KN/m} \end{cases}$$

Avec $e=12\text{cm}$

Les combinaisons de charges

A l'ELU : $q=1.35G+1.5Q$

A l'ELS : $q=G+Q$



	$q_v(\text{KN/m})$	$q_p(\text{KN/m})$
ELU	13.65	9.64
ELS	9.88	6.86

III.4.1.2 Calculs des sollicitations :

➤ **Les réactions d'appui :**

$$R_A + R_B = 48.18\text{KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (13.60 \times \frac{2.4^2}{2}) + (9.64 \times 1.60 \times 3.20) - (R_B \times 3.25) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 27.28\text{KN} \\ R_A = 20.90\text{KN} \end{cases}$$

➤ **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Nous allons appliquer la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents.

- $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M(x) + \frac{13.65}{2}x^2 - 20.90x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.83x^2 + 20.90x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 10.85KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -13.65x + 20.90$$

$$\begin{cases} T(0) = 20.90KN \\ T(2.4) = -11.86KN \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 13.66x - 20.90 = 0$$

$$x = 1.53m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.53) = 16.00m$$

- $0 \leq x \leq 3.25m$

$$M(x) + q_v \times 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) + q_p \times 0.5 \times (x - 2.4)^2 - R_A \times x = 0$$

$$M(x) + 13.65 \times 2.4 \times \left(x - \frac{2.4}{2}\right) + 9.64 \times 0.5 \times (x - 2.4)^2 - 20.90 \times x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -4.82x^2 + 11.27x + 11.55$$

$$\begin{cases} M(2.4) = 10.82KM.m \\ M(3.25) = 2.74KN.m \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -9.64x + 11.27$$

$$\begin{cases} T(2.4) = -11.86KN \\ T(3.25) = 20.06KN \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 0.75m$

$$M(x) + 9.65 \times \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M(x) = -4.82x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.75) = 2.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -9.64x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(0.75) = -7.23 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment max au niveau de l'appui

$$x = 0.75 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 2.71 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_0^{\max} = 16.00 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = 2.74 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 20.90 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.1.3 Ferrailage :

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 16.00 = 12 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = \max(2.74; 0.5M_0^{\max}) = -8.00 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 20.90 \text{ KN} \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre à la flexion simple par la sollicitation maximale ELU et on fera la vérification à ELS. Le résumé des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Désignation	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ² /ml)	Choix des armatures (cm ² /ml)
En travée	12.00	0.1024	0.1354	0.0993	4.63	5HA12=5.65
En appui	8.00	0.0175	0.0221	0.1041	0.76	4HA8=2.01

Tableau III.22 : Le ferrailage de l'escalier des étages d'habitation.

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

Aux appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$

En travées : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.60}{4} = 1.40 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$

III.4.1.4 Vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

Aux appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.105} = 0.20 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

• **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2.01 + 5.65 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{20.90 \times 1.15}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

• **Espacement des armatures :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

Armatures longitudinales :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures transversales :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

➤ **Vérification à ELS :**

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

• **Les sollicitations :**

$$q_{eq} = \frac{q_v \times l_1 + q_p \times l_2}{l}$$

$$q_{eq} = \frac{9.88 \times 2.4 + 6.86 \times 0.85}{3.25} = 9.09 \text{ KM} / \text{m}$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 12.00 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 0.75 \times 12.00 = 9 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = 0.5 \times 12 = -6 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 14.77 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **État limite de compression du béton :**

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travées	9.00	3.45	5581.07	5.56	15	vérifiée
Appuis	-6.00	2.23	2436.28	5.50	15	vérifiée

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

• **État limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = \frac{12}{325} = 0.03 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.65cm$

Données de calcul :

$A_s = 5.65cm^2$

Tous les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant :

f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{gv} (mm)	f _{pi} (mm)	f _t (mm)	f _{adm}	observation
1.34	2.28	4.91	4.02	5.31	6.5	vérifiée

Tableau III.24 : Vérification de la flèche.

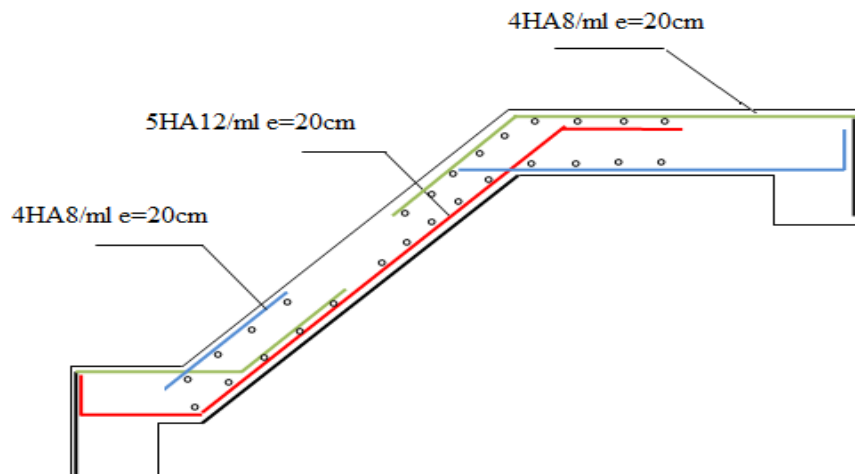


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier d'étages d'habitation

III.4.2 Poutre palière :

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre palière h_p doit être $\geq 30\text{cm}$

$$\frac{L}{16} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 2.80\text{m}$$

$$0.175 \text{ m} \leq h_p \leq 0.28 \text{ m} \quad \text{soit } h_p = 30\text{cm.}$$

La largeur $b \geq 20\text{cm}$ et $h/b \leq 4$ selon RPA 99

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

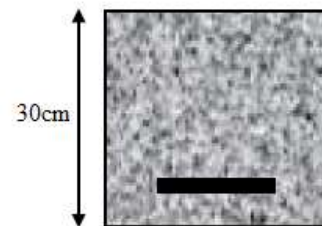


Figure III.14 : Coupe transversale

➤ Charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 2.500 = 3 \text{ KN/m}$

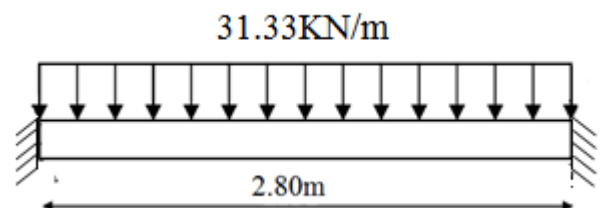
Réaction d'escalier sur la poutre : $R = 27.28 \text{ KN/m.}$

➤ Combinaison d'action :

$$q_u = 1.35 \times G + R$$

$$q_u = 1.35 \times 3 + 27.28$$

$$q_u = 31.33 \text{ KN/m}$$



$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{31.33 \times 2.8^2}{24} = 10.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{31.33 \times 2.8^2}{12} = 20.46 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = 43.86 \text{ KN}$$

III.4.2.1 Le ferrailage :

➤ **Le ferrailage longitudinal à la flexion simple:**

ELU	M _u (KN.m)	A _u cm ²	Choix des armatures
Travée	10.23	1.06	3 HA 10 = 2.36 cm ²
appuis	20.46	2.16	3 HA 10 = 2.36 cm ²

Tableau III.25 : Ferrailage de la poutre palière.

➤ **Calcul d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée ,c'est le moment de l'appui (B).

$$M^{torsion} = M_b^a = 8.00 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section .(Art A.5.4.2 .2.) [2]

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracer a mi hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l: section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

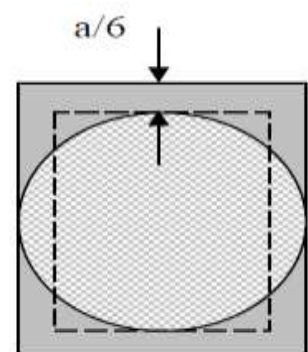
$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CND} \quad \text{vérifiée}$$

Donc :

$$A^a = A^t = 2.36 + 0.5 \times 1.84 = 3.28 \text{ cm}^2$$



➤ **Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

$$A^a = A^t = 3.28\text{cm}^2 < A_{\min} \quad \text{donc on prend } A^a = A^t = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$$

III.4.2.2 Vérification :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On vérifie que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a $V_u = 52.25\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{43.86 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 0.54\text{Mpa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.00 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.28\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.39\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$ condition vérifiée.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.54 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.00 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.28\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.28 = 1.63\text{cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$q_s = G + R_b^s = 3 + 27.28$$

$$q_s = 30.28 \text{ KN/m}$$

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{30.28 \times 2.8^2}{24} = 9.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{30.28 \times 2.8^2}{12} = 19.78 \text{ KN.m}$$

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

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

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

En travée : ($M_t=9.89\text{KN.m}$) ; $y = 9.01\text{m}$; $I = 29257.12\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 9.89 \times 10^{-3} \times \frac{9.01 \times 10^{-2}}{29257.12 \times 10^{-8}} = 5.87 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.04 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ Condition vérifié

En appui : ($M_t=(19.78\text{KN.m})$)

$$\sigma_{bc} = 19.78 \times 10^{-3} \times \frac{9.01 \times 10^{-2}}{29257.12 \times 10^{-8}} = 6.09 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 6.09 < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$Condition vérifié

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

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

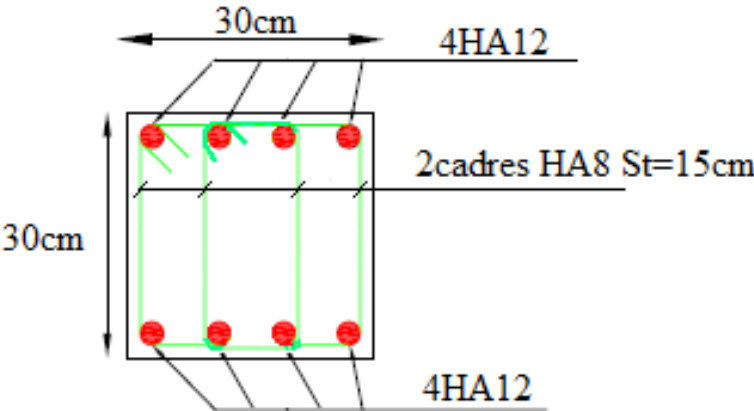


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4.2 Escaliers à deux volées pour les entresols commerciaux :

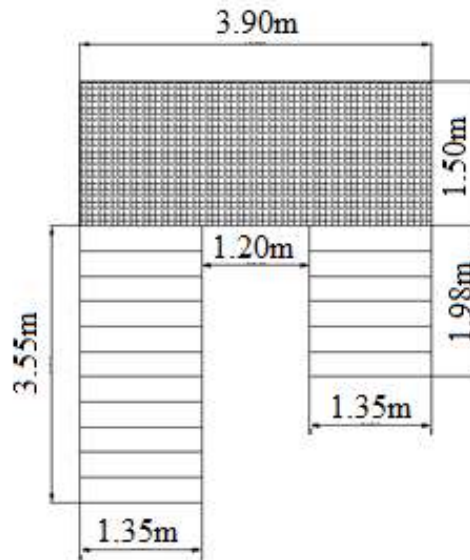


Figure III.16 : vue en plan de l'escalier.

✓ 1^{ère} volée :

III.4.2.1 Calcul du chargement :

$$\begin{cases} G_v=7.54\text{KN/m} \\ Q_v=2.35\text{KN/m} \end{cases}$$

Avec $e=15\text{cm}$

Les combinaisons de charges

A l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$

A l'ELS : $q_s=G+Q$

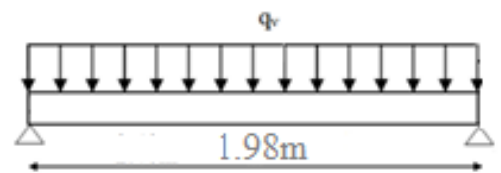


Figure III.17 : schéma statique.

	$q_v(\text{KN/m})$
ELU	13.93
ELS	10.04

III.4.2.2 Calculs des sollicitations :

➤ **Les réactions aux appuis :**

$$R_A = R_B = 13.79 \text{ KN}$$

➤ **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{13.93 \times 1.98^2}{8}$$

$$M_0 = 6.82 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = \frac{q \times l}{2} = 13.79 \text{ KN}$$

III.4.1.3 Ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 0.75 \times 6.82 = 5.11 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 \times 6.82 = -3.41 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 13.79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Moment KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)
En travée	5.11	0.0213	0.0270	0.1286	1.14	4HA10=3.14
En appui	-3.41	0.0142	0.0179	0.1291	0.76	4HA10=3.14

Tableau III.26 : ferrailage de la 1ère volée.

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

Aux appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.2.4 Vérifications :

- **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A' = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

Aux appuis : $A_u = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.106 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 2.01 + 3.14 = 5.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{13.79 \times 1.15}{400} = 0.039 \text{ cm}^2 \quad \text{..... c'est vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à ELS :**

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

• **Les sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 4.98 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 4.69 = 3.69 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 0.5 \times 4.69 = -2.34 \text{KN.m}$$

• **État limite de compression du béton :**

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	3.69	3.05	5615.37	2.01	15	vérifiée
Appuis	-2.34	3.05	5615.37	1.27	15	vérifiée

Tableau III.27 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

• **État limite de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = \frac{12}{198} = 0.060 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.396cm$

Données de calcul :

$$A_s = 3.14cm^2$$

Tous les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant :

fji (mm)	fgi (mm)	fgv (mm)	fpi (mm)	ft (mm)	fadm	observation
0.08	0.10	0.31	0.13	0.26	3.96	vérifiée

Tableau III.28 : Vérification de la flèche.

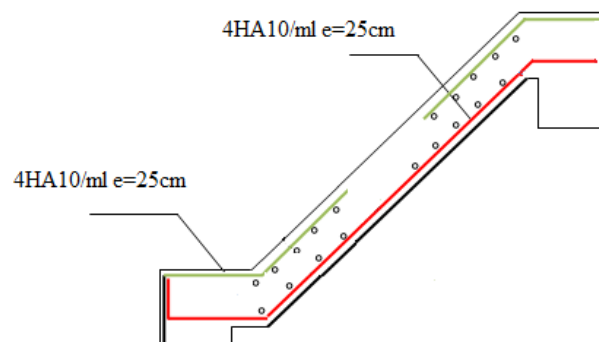


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée

✓ 2^{ème} volée :

III.3.2.1 Calcul du chargement :

$$\begin{cases} G_v=8.39\text{KN/m} \\ Q_v=2.50\text{KN/m} \end{cases}$$

Avec $e=15\text{cm}$

Les combinaisons de charges

A l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$ Figure III.18 : schéma statique

A l'ELS : $q_s=G+Q$

	$q_v(\text{KN/m})$
ELU	15.07
ELS	10.89

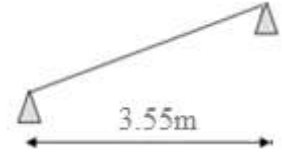
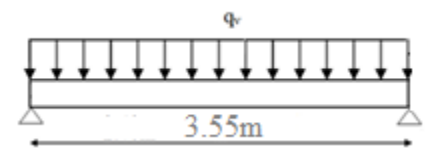


Figure III.19 : Schéma statique



III.4.2.2 Calculs des sollicitations :

➤ Les réactions aux appuis :

$$R_A = R_B = 26.75\text{KN}$$

➤ Moments fléchissant et efforts tranchants :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{15.07 \times 3.55^2}{8}$$

$$M_0 = 23.74\text{KN.m}$$

$$V^{\max} = \frac{q \times l}{2} = 26.75\text{KN}$$

III.4.2.3 Ferrailage :

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 23.74 = 11.80\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 \times 23.74 = -11.87\text{KN.m} \\ V^{\max} = 26.75\text{KN} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Moment KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)
En travée	17.80	0.0743	0.0967	0.1250	4.09	4HA12=4.52
En appui	-11.87	0.0496	0.0636	0.1267	2.69	4HA10=3.14

Tableau III.29 : Ferrailage de la 2^{ème} volée.

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

Aux appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.2.4 Vérifications :

- **Vérification à l'ELU :**
- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.206 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.206 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.14 + 4.52 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{26.75 \times 1.15}{400} = 0.76 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ c'est vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

Armatures longitudinales :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures transversales :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

- **Vérification à ELS :**

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

- **Les sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 17.15 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 \times 17.15 = 12.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 0.5 \times 17.15 = -8.57 \text{ KN.m}$$

- **État limite de compression du béton :**

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travées	12.86	3.57	7554.74	6.07	15	vérifiée
Appuis	-8.57	3.05	5613.42	4.65	15	vérifiée

Tableau III.30 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- **État limite de déformation :**
 - **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{e}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{L} = \frac{15}{355} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.71cm$

Données de calcul :

$$A_s = 4.52cm^2$$

Tous les résultats de calcul effectués sont résumés dans le tableau suivant :

f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{gv} (mm)	f _{pi} (mm)	f _t (mm)	f _{adm}	observation
1.67	2.69	5.33	4.50	5.47	7.1	vérifiée

Tableau III.31 : Vérification de la flèche.

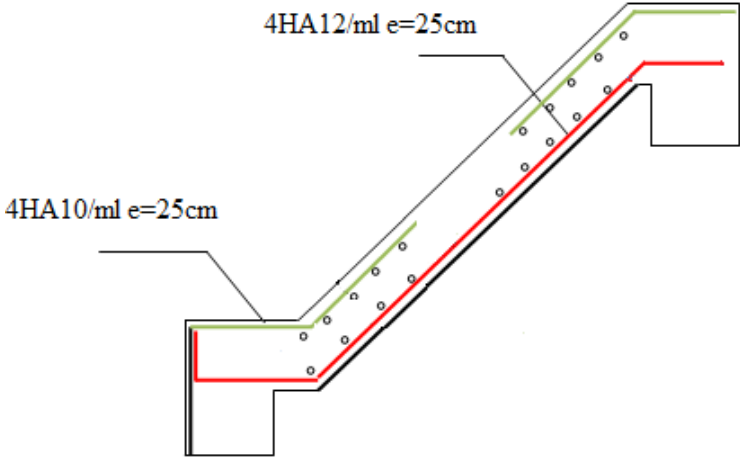


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée

✓ **Le palier :**

Le palier sera étudié comme une console encastrée dans la poutre palière :

III.3.2.1 Calcul du chargement :

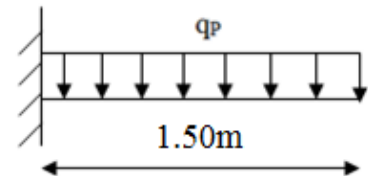
$$\begin{cases} G_p=5.11\text{KN/m} \\ Q_p=2.50\text{KN/m} \end{cases}$$

Avec $e=15\text{cm}$

Les combinaisons de charges

A l'ELU : $q_u=1.35G+1.5Q$

A l'ELS : $q_s=G+Q$



	$q_p(\text{KN/m})$
ELU	10.65
ELS	7.61

III.4.2.2 Calculs des sollicitations :

➤ **Moments fléchissant et efforts tranchants :**

$$M_u = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{10.65 \times 1.50^2}{2}$$

$$M_u = 11.98\text{KN.m}$$

$$V^{\text{max}} = q \times l = 15.98\text{KN}$$

III.4.2.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Moment KN.m	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	Choix des armatures (cm ²)
11.98	0.05	0.0642	0.1264	2.72	4HA10=3.14

Tableau III.32 : Ferrailage du palier.

Les armatures transversales :

$$A^T = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit $A^T = 4HA8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.2.4 Vérifications :

- **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.123 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.14 \text{ cm}^2$$

$A_l = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{15.98 \times 1.15}{400} = 0.46 \text{ cm}^2$ c'est vérifiée

- **Espacement des armatures :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

Armatures longitudinales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à ELS :**

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

• **Les sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{2} = 8.56 \text{ KN.m}$$

• **État limite de compression du béton :**

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
8.56	2.78	3898.64	6.1	15	vérifiée

Tableau III.33 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

• **État limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.00241 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

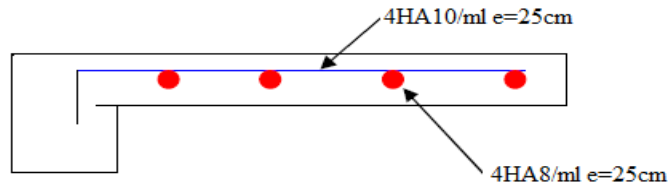


Figure III.21 : Schéma de ferrailage du palier.

✓ **Poutre palière :**

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre palière $h_p \geq 30\text{cm}$

$$\frac{L}{16} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L = 2.80\text{m}$$

$0.175 \text{ m} \leq h_p \leq 0.28 \text{ m}$; soit $h_p = 30\text{cm}$.

La largeur $b \geq 20\text{cm}$ et $h/b \leq 4$ selon RPA 99

on prend $b = 30\text{cm}$

➤ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Réaction d'escalier sur la poutre : $R = 26.75 + 15.98 = 42.73 \text{ KN/m}$.

➤ **Combinaison d'action :**

$$q_u = 1.35 \times G + R$$

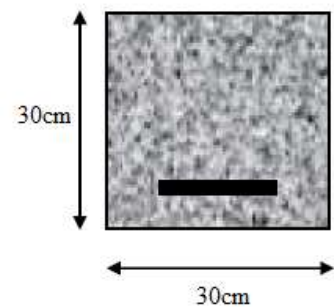
$$q_u = 1.35 \times 3 + 42.73$$

$$q_u = 46.78 \text{ KN/m}$$

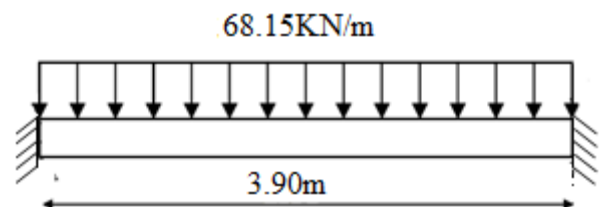
$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{46.78 \times 3.90^2}{24} = 29.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{46.78 \times 3.90^2}{12} = 59.28 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = 91.22 \text{ KN}$$



(Coupe transversale)



III.4.2.1 Le ferrailage :**Le ferrailage longitudinal :**

ELU	M_u (KN.m)	A_u cm ²	Choix des armatures
Travée	29.64	3.32	4 HA 12 = 4.52 cm ²
appuis	59.28	7.07	4 HA 16 = 8.04 cm ²

Tableau III.34 : Ferrailage de la poutre palière.**III.4.2.2 Calcul d'armature à la torsion :**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment de l'appui (B).

$$M^{torsion} = M_b^a = 8.57 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracer a mi hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A^a = 7.07 + 0.5 \times 1.92 = 8.03 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4.52 + 0.5 \times 1.92 = 5.08 \text{ cm}^2$$

On choisit

$$A^a = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

$$A^a = 8.04\text{cm}^2 > A_{\min}$$

$$A^t = 6.16\text{cm}^2 > A_{\min}$$

III.4.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

On vérifie que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

On a $V_u = 91.22\text{KN}$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{91.22 \times 10^{-3}}{0.27 \times 0.3} = 1.12\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.57 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 1.37\text{MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.78\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.25\text{Mpa}$ condition vérifiée.

III.4.2.4 Calcul des armatures transversales :

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (1.12 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.689\text{cm}^2$$

Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{8.57 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 0.29\text{cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.29 = 1.64\text{cm}^2$ soit $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

• **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$q_s = G + R_B^s = 3 + 30.73$$

$$q_s = 33.73 \text{ KN/m}$$

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{33.73 \times 3.90^2}{24} = 21.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{33.73 \times 3.9^2}{12} = 42.74 \text{ KN.m}$$

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

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

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

En travée : ($M_t=20.86 \text{ KN.m}$) ; $y = 11.25 \text{ m}$; $I = 44270.33 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 21.37 \times 10^{-3} \times \frac{11.25 \times 10^{-2}}{44270.33 \times 10^{-8}} = 5.43 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 5.43 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifié

En appui : ($M_t=57.96 \text{ KN.m}$) ; $y = 10.17 \text{ m}$; $I = 36708.43 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 42.74 \times 10^{-3} \times \frac{10.17 \times 10^{-2}}{36798.43 \times 10^{-8}} = 11.81 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.81 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifié

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

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

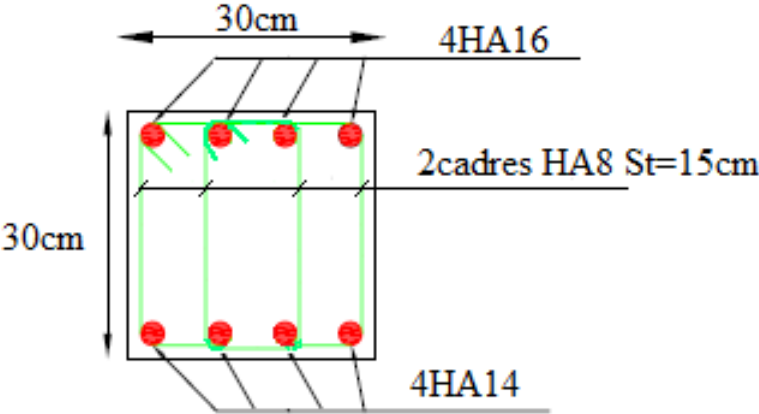


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5 Calcul de la poutre de chaînage :

III.5.1 Définition :

La poutre de chaînage est une poutre en béton armé horizontale. Elle ceinture les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaire à la structure. elle sert de porte a faux.

III.5.2 Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 3.90m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 26cm \leq h \leq 39cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 15cm \\ b \geq \frac{2}{3} \times 20 = 13.33cm \end{array} \right. \dots\dots\dots (\text{Art 9.3.3}) [4]$$

(l'épaisseur de mur est : 20 cm)

Soit : $h = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

III.5.3 Calcul des sollicitations :

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.6 \times 3.18 = 8.27 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1.35 \times (2.25 + 8.27) = 14.20 \text{ KN/m}$

$P_s = 2.25 + 8.27 = 10.52 \text{ KN/m}$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 27 \text{ KN m}$$

➤ Calcul à l'ELU

$$M_t = 0.75M_u = 20.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u = -13.50 \text{ KN.m}$$

III.5.4 Ferrailage :

III.5.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m$$

	M (KN.m)	d(m)	μ_{bu}	α	$A_s (cm^2)$	$A_s \text{ adopté} (cm^2)$
En travée	20.25	0.27	0.0654	0.0846	2.23	3HA10=2.36
En appui	13.50	0.27	0.0436	0.0557	1.47	3HA8=1.51

Tableau III. 35 : Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

III.5.4.1 Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8mm \dots\dots\dots(\text{Art III.3.b}) [1]$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

III.5.4.2 Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.2.2}) [2]$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/version2003 exige un espacement : $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm.$

On adopte $S_t = 15cm.$

III.5.5 Vérifications :

➤ À l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98cm^2 < A_s \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$A_{\min} = 0.005 \times b \times h = 4.5cm^2 > A_s \text{ Donc on prend } A_s^t = A_s^a = 3HA10 = 2.36cm^2$$

• **Effort tranchant :**

$$V_u = P_u \times \frac{l}{2} = 14.20 \times \frac{3.90}{2} = 27.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.342 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = \min(2.5; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **À l'ELS :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_s = 0.75 \times \frac{P_s \times l^2}{8} = 0 \Rightarrow M_s = 0.75 \times \frac{10.52 \times (3.90)^2}{8} = 15 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 15y^2 + 35.4y - 955.8 = 0 \Rightarrow y = 6.89 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 17587.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :** (Article B.6.5.1) [2]

$$\frac{h}{l} = 0.077 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.077 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.00291 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

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

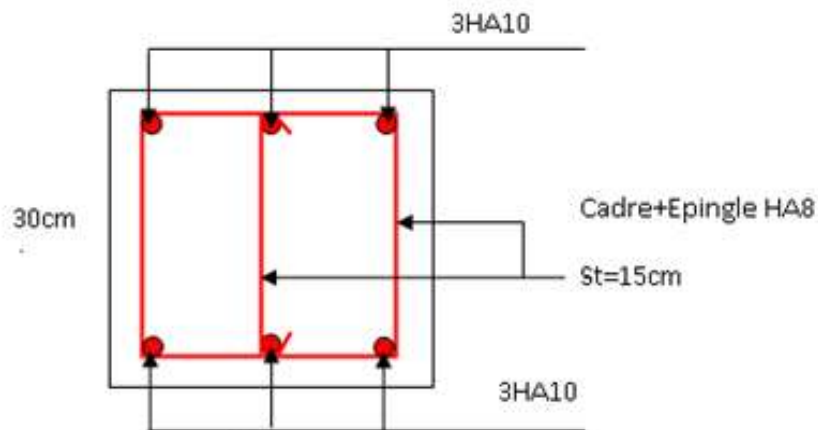


Figure III.23 : schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. Nous avons plusieurs types de poutrelles qui sont étudiées et ferrillées. Ensuite, on a procédé par le calcul des dalles pleines qui sont aussi dimensionnées et ferrillées.

Notre ouvrage présente deux types d'escalier composé de deux volées, et une poutre palière pour chaque type d'escalier. Ces derniers ont été étudiés et ferrillés.

Finalement, on a dimensionné et ferrillé les poutres de chaînages.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité. Ces dernières années de nombreux séismes ont touchés les régions du centre et les régions ouest du pays provoquant d'importants dégâts matériels (effondrement de constructions) et une perte de vies humaines. Pour cela le règlement parasismique algérien (RPA) a fixé des règles de conception et de calcul, dans le but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets du séisme par une conception et un dimensionnement adéquat.

IV.2 Modélisation :

Les méthodes de calcul et de modélisation des structures sont choisit pour objectif de reproduire le comportement réel de la structure. Pour cela l'ingénieur doit respecter au mieux la simplicité et la symétrie de la structure afin, d'avoir une distribution régulière des éléments structuraux et par suite une transmission directe des forces.

Notre étude se base sur le règlement parasismique algérien(RPA), il est admis que la structure soumise à l'action sismique puisse subir des déformations dans le domaine post-élastique. Alors, on fait recours aux méthodes de calcul qui se basent sur un modèle linéaire équivalent où l'introduction de l'action sismique sous forme d'un spectre de réponse.

La réglementation (RPA), exige pour toute structure dépassant une hauteur de 14m dans la zone **IIa**, un contreventement par voiles ou voiles portiques, et ce qui explique notre choix du système de contreventement.

IV.3 Méthodes de calculs :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode d'analyse modale spectrale.
3. Méthode d'analyse par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

➤ Principe :

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

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité et de même propriétés d'inertie.

➤ **Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \dots\dots\dots \text{(Article 4.2.3) [4]}$$

- A : Coefficient d'accélération de zone..... (Tableau 4.1) [4]

Il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Groupe d'usage 2 et la zone sismique IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site.

Selon le rapport du sol, le sol d'implantation de notre structure est classé comme suit :

Site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7) [4]}$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. (Tableau 4.3) [4]

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**

- **Q : Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité Q exprime le niveau de confiance de la valeur de l'accélération de dommage A que l'on a pris dans le calcul, car pour une structure donnée la déformation Δ_D liée à A est aléatoire pour un événement sismique donné, et ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Formule 4.4) [4]}$$

Critère Q	Valeurs de P _q (x)		Valeurs de P _q (y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0
Total	1.2		1.2	

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q.

P_q: est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

- **W** : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d’habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d’exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

Ce qui concerne notre projet :

$$\begin{cases} \beta = 0.2 & \dots\dots\dots \text{Pour les étages à usage d’habitation.} \\ \beta = 0.3 & \dots\dots\dots \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$$

Le poids des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	W_i (KN)
5 ^{ème} Etage	2741.36	355.93	2812.54
4 ^{ème} Etage	2583.38	643.36	2711.85
3 ^{ème} Etage	2603.47	643.36	2732.14
2 ^{ème} Etage	2623.56	643.36	2752.23
1 ^{er} Etage	2623.56	643.36	2752.23
RDC	2677.11	643.36	2805.78
Entresol 2	2781.10	643.36	2909.77
Entresol 1	2695.06	1613.30	3179.05

Tableau IV.2 : le poids des différents niveaux.

$$W = \sum_1^8 W_i = 22655.59KN$$

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

Le facteur de correction d’amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.3) [4]}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$

T : estimation de la période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA 99/version 2003 suivantes :

$T_c = C_T h_n^{3/4}$ (Formule 4.6) [4]

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

$h_n = 26.62m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par Tableau (4.6) [4]

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.050$

$T = 0.050 \times (26.62)^{3/4} = 0.586 \text{ s}$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$ (Formule 4-7) [4]

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

$L_x = 13.40m, \quad L_y = 26.35$

$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.654s \\ T_y = 0.462s \end{cases}$

$T_x = \min (T_x; T) = 0.586s > T_2 = 0.5s$

$T_y = \min (T_y; T) = 0.462s < T_2 = 0.5s$

$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 = 2.02 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.586} \right)^{2/3} = 1.821 \end{cases}$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.02 \times 1.2}{5} \times 22655.59 = 1647.51 \text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.821 \times 1.2}{5} \times 22655.59 = 1485.21 \text{KN}$$

IV.3.2 Méthodes d'analyse dynamique :

IV.3.2.1 Modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas acceptable. Puisque notre structure est irrégulière, donc l'étude dynamique s'impose.

Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres) ;
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins à 90%.

IV.3.2.2 Par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.4.1 Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais et changement des sections des poteaux calculées au 2^{ème} chapitre, on a retenu la représentation ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode qui est une translation suivant le sens xx et au deuxième mode qui est une translation suivant le sens yy, et de répondre favorablement aux conditions du RPA99/version 2003.

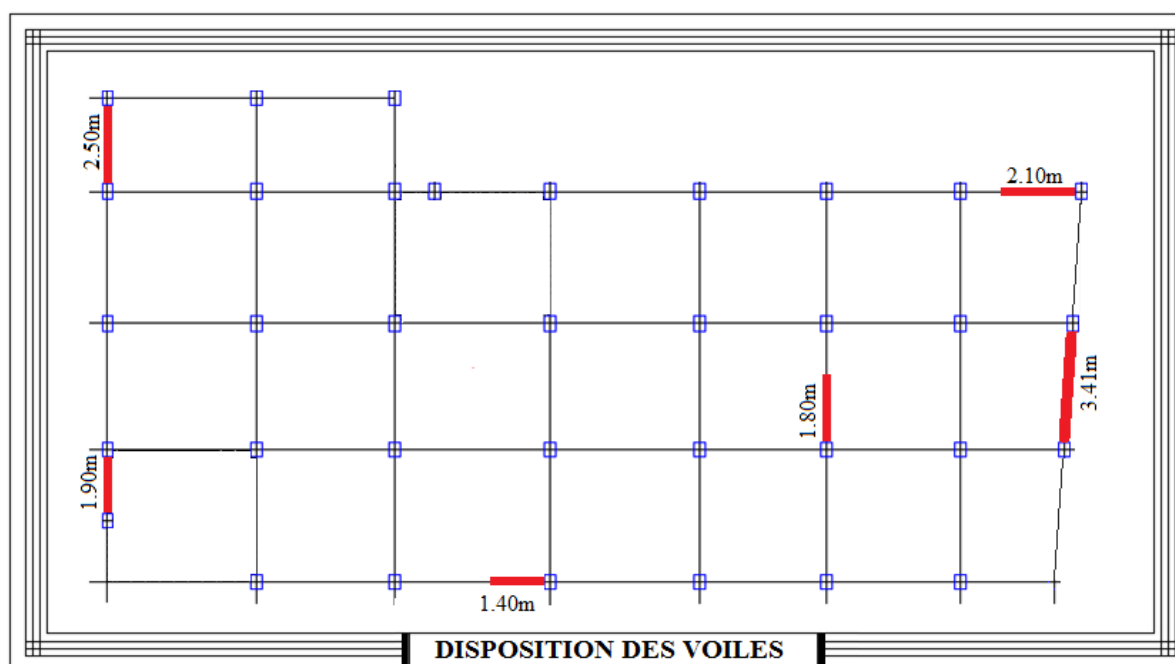


Figure IV.1 : Disposition des voiles.

IV.4.2 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA 99/version2003 doit être supérieur à 90% de la masse totale du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Mode	période	Mode individuel (%)		Somme cumulée(%)	
		U _x	U _y	U _x	U _y
1	0.596	81.088	0.087	81.088	0.087
2	0.563	0.082	73.315	81.17	73.402
3	0.461	0.038	8.96×10^{-5}	81.208	73.402
4	0.206	11.025	0.015	92.233	73.418
5	0.163	0.023	15.451	92.256	88.868
6	0.138	9.81×10^{-6}	0.032	92.256	88.901
7	0.128	0.0032	0.164	92.26	89.065
8	0.115	3.26	0.014	95.52	89.079
9	0.078	0.0076	5.57	95.528	94.649
10	0.074	1.94	0.026	97.467	94.675

Tableau IV.3 : Mode de vibration et taux de participation des masses.

Ces résultats montrent que dans notre analyse neuf modes de vibration sont suffisants pour avoir une participation massique supérieure à 90 % dans les deux directions (sens de translation).

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA99/version2003 avec une majoration de 30 % suivant les deux sens.

$$T_x = 0.586 \times 1.3 = 0.762s.$$

$$T_y = 0.462 \times 1.3 = 0.60s.$$

Nous représentons les trois premiers modes de vibration de notre structure :

- Premier mode de vibration (translation selon x-x) :

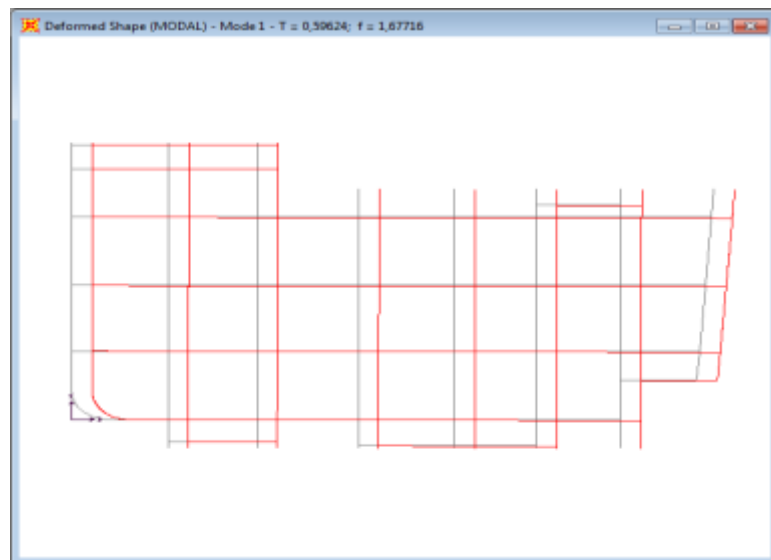


Figure IV.2 : Premier mode de vibration.

- Deuxième mode de vibration (translation selon le sens y-y) :

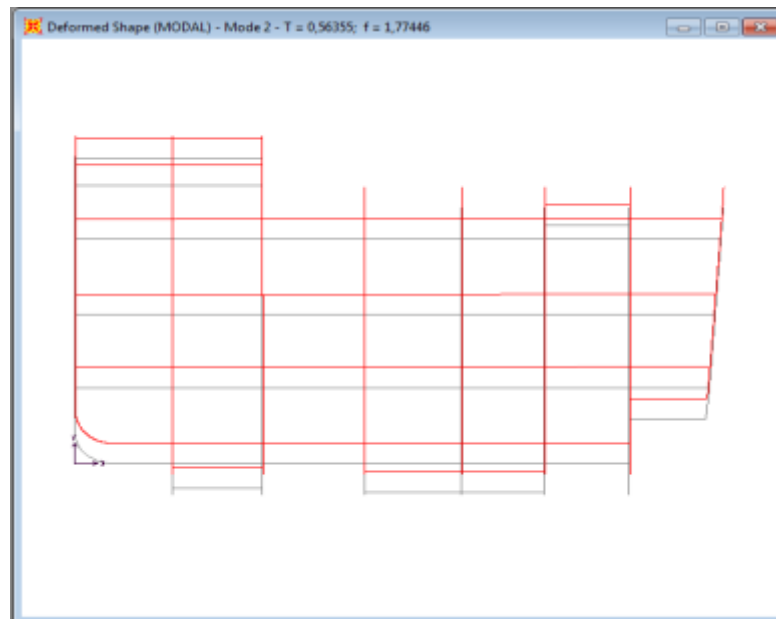


Figure IV.3 : Deuxième mode de vibration.

- Troisième mode de vibration (torsion autour de z) :

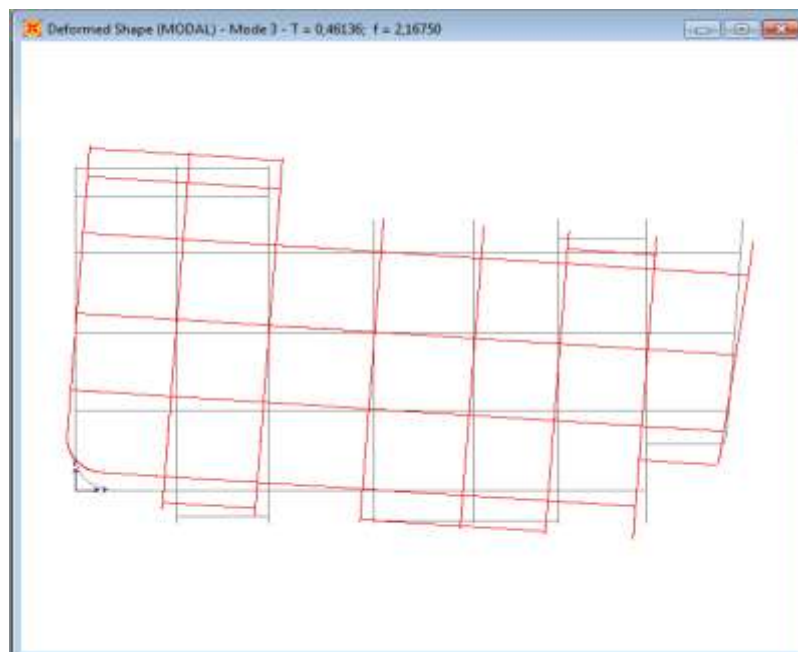


Figure IV.4 : Troisième mode de vibration.

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismique :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Forces sismiques	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	V_{dy} (KN)	Observation
x-x	1647.51	1318.008	1829.59	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	1487.21	1189.768	1753.91	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

Tableau IV.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

IV.4.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.4.4.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

- Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Selon le RPA, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Etage	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris(%)	
	portique	voile	portique	voile
Entresol 1	35482.064	3048,213	92.08	7.91
Entresol 2	28038.445	2604,255	91.50	8.49
RDC	23294.016	2289,323	91.05	8.94
1 ^{er}	18758.505	2207,529	89.47	10.52
2 ^{ème}	16092.24	1796,574	89.95	10.04
3 ^{ème}	10410.206	1349,356	88.52	11.47
4 ^{ème}	6408.981	794,838	88.96	11.03
5 ^{ème}	2577.377	552,067	82.36	17.64

Tableau IV.5 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et poteaux.

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique (%)	Voile (%)
Entresol 1	1259.382	299.582	80.78	19.21	610,995	1169,491	34.31	65.68
Entresol 2	1267.426	281.285	81.83	18.16	626,83	987,077	38.83	61.16
RDC	1232.602	233.489	84.07	15.92	935,121	556.303	62.70	37.30
1 ^{er}	957.517	238.005	80.09	19.90	664,174	679,1	49.44	50.55
2 ^{ème}	938.786	164.304	85.10	14.89	693,267	472,391	59.47	40.52
3 ^{ème}	749.142	100.838	88.13	11.86	649,813	270,745	70.58	29.41
4 ^{ème}	434.928	118.373	78.60	21.39	436,464	221,179	66.36	33.63
5 ^{ème}	320.118	26.166	92.44	7.55	449,648	171,575	72.38	27.61

Tableau IV.6 : Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et poteaux.

IV.4.4.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \dots\dots\dots (\text{Art : 7.1.3.3}) [4]$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : est la résistance caractéristique du béton

Pour notre cas Cette vérification donne les résultats suivants:

Niveau	Section du poteau (cm ²)	N _d (KN)	v (KN)	Observation
Entresol 1,2 et RDC	60×50	1517.621	0.202	vérifiée
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50×40	811.196	0.162	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45×35	299.18	0.076	vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.

IV.4.4.3 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{(Article 4.4.3) [4]}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots \text{(Article 5.10) [4]}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	R	h_k (m)	Sens x-x				Sens y-y			
			δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%* h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%* h_k (cm)
Entresol 1	5	4.14	0.15	0.75	0.75	4.14	0.08	0.40	0.40	4.14
Entresol 2	5	4.12	0.32	1.60	0.85	4.12	0.21	1.05	0.65	4.12
RDC	5	3.06	0.45	2.25	0.65	3.06	0.33	1.65	0.60	3.06
1 ^{er}	5	3.06	0.59	2.95	0.70	3.06	0.47	2.35	0.70	3.06
2 ^{ème}	5	3.06	0.72	3.60	0.65	3.06	0.61	3.05	0.70	3.06
3 ^{ème}	5	3.06	0.83	4.15	0.55	3.06	0.74	3.70	0.65	3.06
4 ^{ème}	5	3.06	0.92	4.60	0.45	3.06	0.86	4.30	0.60	3.06
5 ^{ème}	5	3.06	0.99	4.95	0.35	3.06	0.97	4.85	0.55	3.06

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

Les résultats résumés dans le tableau ci-dessus montrent que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k\max} = 0.85\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

IV.4.4.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \dots\dots\dots \text{(Article 5.9) [4]}$$

Tel que : p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
Entresol 1	414	3914,569	0.75	1781,751	0,0039	0.40	1780,486	0,0021
Entresol 2	412	3822,074	0.85	1762,073	0,0044	0.65	1613,907	0,0037
RDC	306	3560,56	0.65	1525,174	0,0049	0.60	1491,424	0,0046
1 ^{er}	306	3291,934	0.70	1341,947	0,0056	0.70	1343,274	0,0056
2 ^{eme}	306	3290,254	0.65	1158,726	0,0060	0.70	1165,658	0,0064
3 ^{eme}	306	3290,254	0.55	897,856	0,0065	0.65	920,558	0,0075
4 ^{eme}	306	3176,46	0.45	607,991	0,0076	0.60	657,643	0,0094
5 ^{eme}	306	2868,614	0.35	392,911	0,0083	0.55	621,223	0,0082

Tableau IV.9 : Vérification a L'effet P-Δ.

IV.5 CONCLUSION :

L'aspect architectural de la structure pose de nombreux problèmes dans le choix de la disposition des voiles. Pour cela, il est nécessaire pour l'architecte de concevoir des structures simples et symétriques dans le but de prévoir aisément leur comportement lors du séisme.

Pour notre ouvrage, on a choisit une disposition de voiles qui vérifie toutes les exigences du RPA99/version2003. Les sections des différents poteaux ont été revues et par suite augmentées afin de vérifier l'interaction sous les différentes charges (horizontales et verticales).

Chapitre V

Etude des éléments principaux

V.1.Introduction :

Les sollicitations appliquées sur une structure lors d'un séisme sont repris par ces éléments principaux. Pour cela ces derniers doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2.Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).
- L'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

➤ **Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :**

- | | | |
|---|---|------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) $1.35G + 1.5Q$ 2) $G + Q$ 3) $G + Q + E_{x,y}$ 4) $G + Q - E_{x,y}$ 5) $0.8G + E_{x,y}$ 6) $0.8G - E_{x,y}$ | } | (Article 5.2)[5] |
|---|---|------------------------|

V.2.1 Les recommandations du RPA 99/2003

➤ **Les armatures longitudinales** (Article 7.4.2.1) [5]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone II).
- Le pourcentage maximal et de : $\begin{cases} 4 \% \text{ en zones courantes.} \\ 6 \% \text{ en zones de recouvrement.} \end{cases}$
- Le diamètre minimal est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

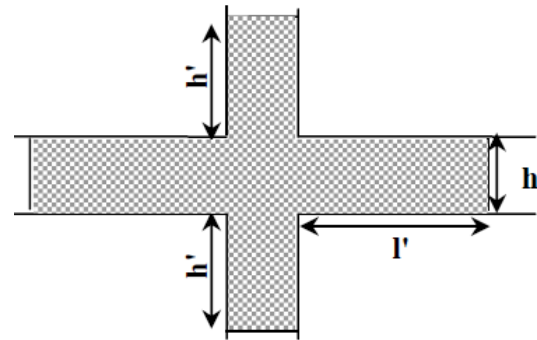


Figure V.1 : La zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
E-sols 1,2 et RDC	60×50	24	120	180
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	16	80	120
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×35	12.6	63	94.5

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les Poteaux.

➤ **Les armatures transversales.....** RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})$ (zone nodale).
- $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :

Poteaux	$M_{max}, N_{corresp}$		$N_{max}, M_{corresp}$		$N_{min}, M_{corresp}$	
	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)	N_{min} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)
60×50	166.95	1032.77	1517.62	56.46	-763.32	-22.02
50×40	77.03	438.23	811.19	2.74	-76.07	-4.25
45×35	-43.98	103.17	299.18	16.33	-54.67	-11.95

Tableau V.2 Résumé des sollicitations dans les poteaux.

V.2.3 Calcul du ferrailage :

V.2.3.1 Ferrailage longitudinale :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

➤ **Exemple de calcul**

Soit à calculer le poteau carré (60×50) le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 1517.62 \text{ KN} \\ M_{cor} = 56.46 \text{ NK.m} \end{array} \right.$$

Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$$d = 0.56\text{m} \quad \text{et} \quad d_0 = 0.04\text{m}$$

$$N = 1517.62 \text{ KN} \quad (\text{effort de compression}).$$

$$M = 56.46 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad e_G = \frac{M}{N} = 0.038\text{m}$$

$$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section armatures}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N (d-d_0) - M_A \leq (0.337h - 0.81d_0) b.h. f_{bu} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_A = M + N \times (h/2 - d_0) = 56.46 + 1517.62 \times (0.6/2 - 0.04) = 451.05 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow 1517.62 \times 10^{-3} \times (0.56 - 0.04) - 409.26 \times 10^{-3} \leq (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.6 \times 14.2$$

$$0.38 \leq 0.72 \text{ vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{451.05}{0.5 \times 0.56^2 \times 14.2} = 0.202 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.202 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.285$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.496 \text{ m} \Rightarrow$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z \times f_{st}} = \frac{451.05 \times 10^3}{0.496 \times 348} = 26.13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -17.47 \text{ cm}^2 < 0$$

Les résultats du ferrailage adopté pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (RPA) cm ²	A_{cal} (SAP2000) cm ²	$A_{adopté}$ cm ²
E-sols1,2 et RDC	60×50	56.46	1517.62	00	24	31.842	12HA20+=37.70
		-22.02	-763.32	12.19			
		166.95	1032.77	00			
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	2.74	811.19	00	16	13.062	6HA16+4HA14=18.2
		-4.25	-76.07	1.38			
		77.03	438.23	00			
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×35	2.74	299.18	00	12.6	9.001	4HA16+4HA14=14.2
		-4.25	-54.67	1.11			
		-43.98	103.17	00			

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

V.2.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du RPA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	E-sols 1 et 2	RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
Section (cm ²)	60×50	60×50	50×40	45×35
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	289.8	214.2	214.2	214.2
λg	4.83	3.57	4.284	4.76
V_u (KN)	148.21	87.402	55.08	33.81

l_r (cm)	64	64	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15
A_t (cm ²)	3.47	2.05	1.55	1.06
A_t^{\min} (cm ²)	2.56	4.93	2.87	1.89
$A_{t \text{ adopté}}$ (cm ²)	2HA10+2HA12=3.84	5HA12=5.65	4HA10=3.14	4HA8=2.01

Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérifications

V.2.4.1 vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

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.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{Article B.8.4.1})[2]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie :

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$

Avec

$l_f = 0.7 \times l_0$ Longueur de flambement.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
E-sols1,2 et RDC	60×50	4.14	2.898	0.173	16.73	0.813	33.17	2784	5232.25	1517.62
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	3.06	2.142	0.144	14.84	0.820	18.2	1824	3290.87	811.19
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×34	3.06	2.142	0.130	16.48	0.813	14.2	1419	2540.65	299.18

Tableau V.5 Justification de l'effort normal ultime.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_{max} < N_u$. \Rightarrow pas de risque de flambement.

V.2.4.2 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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

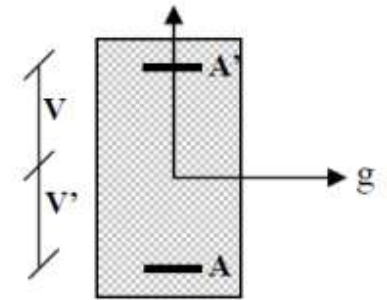


Figure V.2 : Coupe transversal.

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	Nser (KN)	Mser (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
E-sols1,2 et RDC	60×50	0.54	33.17	1079.18	4.16	3.72	15
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	0.45	18.2	588.93	1.95	3.05	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×35	0.40	14.2	217.81	11.70	2.24	15

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3 Vérification aux sollicitations tangentielles

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Article 7.4.3.2) [5]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
E-sols et 1 ^{er}	60×50	2.898	4.83	0.04	0.54	148.21	0.55	1	vérifiée
RDC	60×50	2.898	3.57	0.04	0.54	87.402	0.32	1	vérifiée
1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	2.142	4.284	0.04	0.45	55.08	0.30	1	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×35	2.142	4.76	0.04	0.40	33.81	0.24	1	vérifiée

Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5 Disposition constructive des poteaux :➤ **Longueurs de recouvrement : [RPA99]**

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1), la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 * \phi \text{ en zone II}$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 85\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 70\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

➤ **Détermination de la zone nodale**

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 en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

$$\text{E-sols 1,2 et RDC : } \quad h' = 70\text{cm} \quad L' = 140\text{cm}$$

$$1^{\text{ère}}, 2^{\text{ème}} \text{ et } 3^{\text{ème}} \text{ étage : } \quad h' = 60\text{cm} \quad L' = 120\text{cm}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ et } 5^{\text{ème}} \text{ étage : } \quad h' = 60\text{cm} \quad L' = 120\text{cm}$$

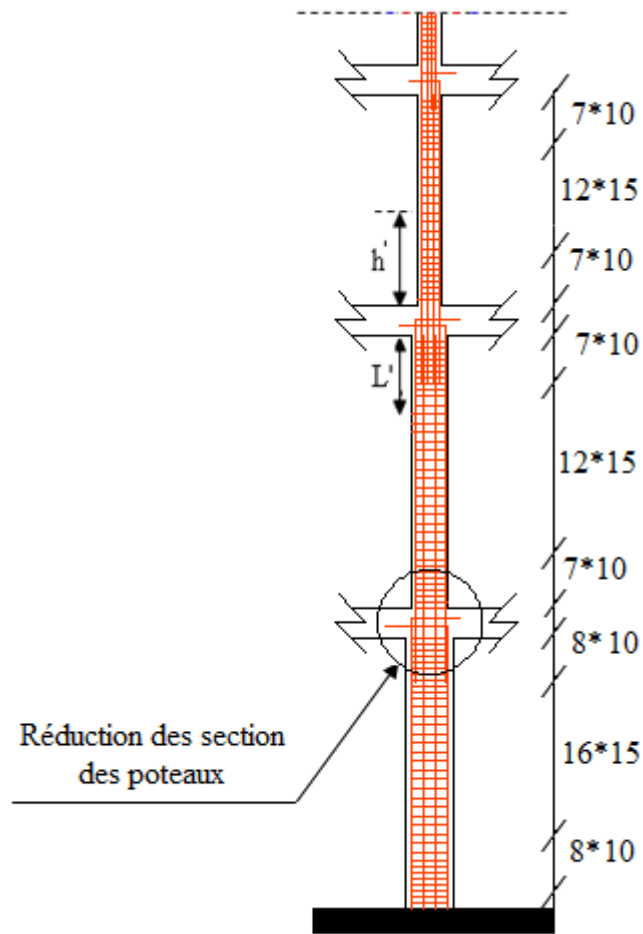


Figure V.3 : Disposition des armatures des poteaux.

Les schémas de ferrillages adoptés pour les différents poteaux sont illustrés dans les figures suivantes :

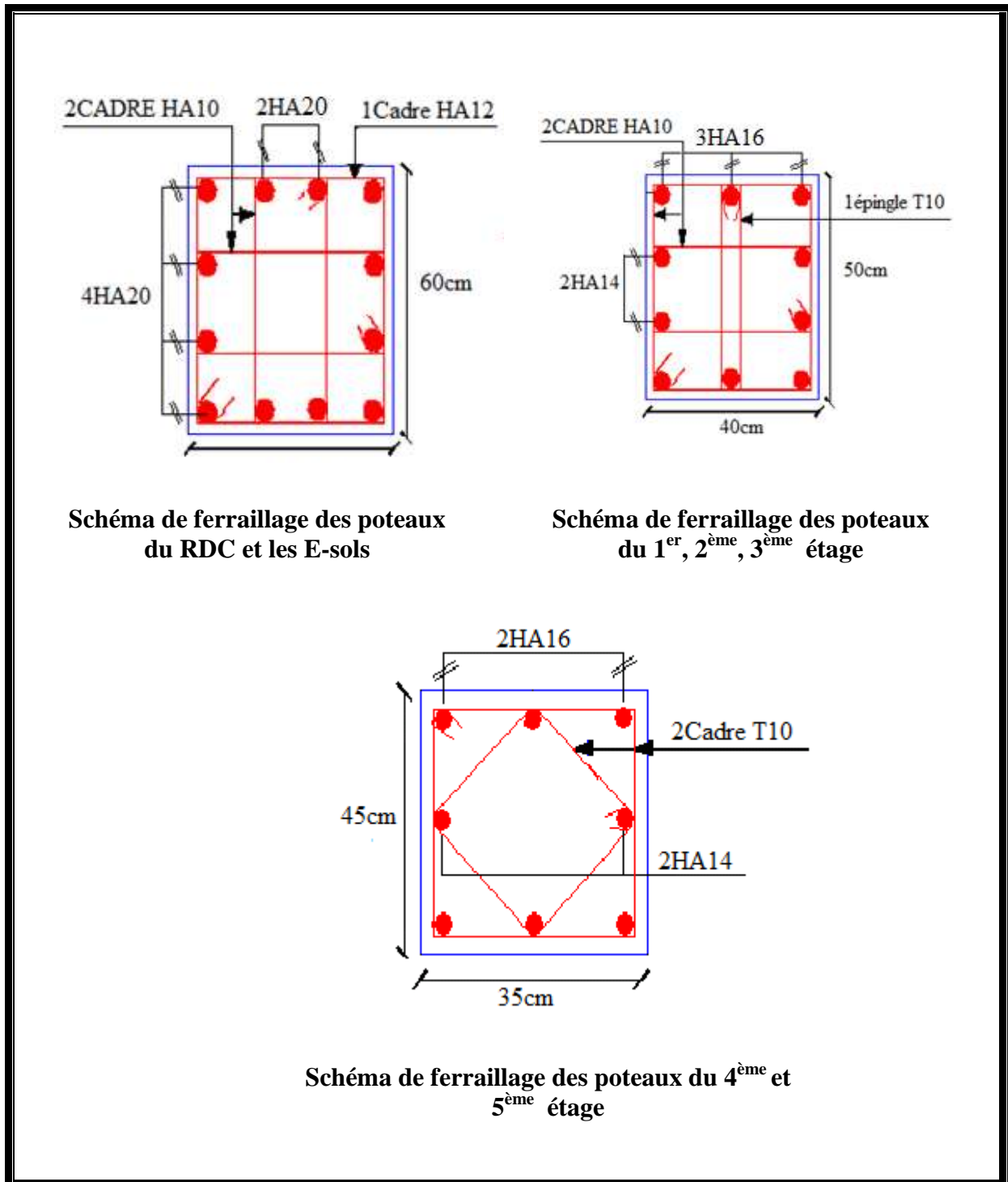


Schéma de ferrillage des poteaux du RDC et les E-sols

Schéma de ferrillage des poteaux du 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage

Schéma de ferrillage des poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage

Figure V.4 : Schémas de ferrillage des poteaux.

V.3 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination de la section des armatures longitudinales et L'effort tranchant permet de déterminer la section des armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage,

On procède au ferrailage des poutres principales et secondaires en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - $G + Q$
 - $G + Q + E_{x, y}$
 - $0.8 \times G + E_{x, y}$
 - $0.8 \times G - E_{x, y}$
- } (Article 5.2) [5]

V.3.1 Recommandation du RPA99 :

➤ **Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Article (7.5.1) [5]}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

➤ **armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Ferrailage des poutres :

➤ **Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenue le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A_{calcul} SAP2000	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entresol 1.2 et RDC	principale	40×35	appuis	10.92	7.00	84.00	12.06	6T16
			travée	9.61	7.00	56.00	10.65	3T14+3T16
	secondaire	40×30	appuis	7.73	6.00	72.00	8.01	3T12+3T14
			travée	5.76	6.00	48.00	6.79	6T12
1^{er} 2^{ème} 3^{ème} étage	principale	40×35	appuis	6.60	7.00	84.00	8.01	3T12+3T14
			travée	5.50	7.00	56.00	8.01	3T12+3T14
	secondaire	40×30	appuis	5.32	6.00	72.00	6.79	6T12
			travée	4.80	6.00	48.00	6.79	6T12
4^{ème} Et 5^{ème} étage	principale	40×35	appuis	3.46	7.00	84.00	8.01	3T12+3T14
			travée	2.26	7.00	56.00	8.01	3T12+3T14
	secondaire	40×30	appuis	5.25	6.00	72.00	6.79	6T12
			travée	3.92	6.00	48.00	6.79	6T12

Tableau V.8 Les armatures longitudinales dans les poutres.

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}$$

➤ **Les armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \dots\dots\dots \text{(Article H.III.3) [5]}$$

• **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.2; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.2; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le RPA99version 2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right),$$

$$\text{Poutres principales : } S_t \leq \min(10 ; 14.4) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t \leq \min(10 ; 14.4) \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ soit : 15 cm

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ soit : 15 cm

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 Vérifications :

V.3.3.1 Vérification du pourcentage des armatures selon le RPA 99 :

➤ Poutres principales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

➤ Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A$ Condition vérifiée

V.3.3.2 A ELU :

➤ Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Contrainte tangentielle maximale :

$$\text{Vérification de l'effort tranchant : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	110.78	0.88	Vérifiée
Poutres secondaires	40.30	0.37	Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification de l'effort tranchant.

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa}$ donc : Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :**

• **Poutres principales :**

- Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[110.78 - \frac{67.25}{0.9 \times 0.36} \right] \times 10 = 2.78 \text{ cm}^2 < A_l$$

Condition vérifiée

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 110.78 \times 10}{400} = 3.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Poutres secondaires :**

- Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[40.30 - \frac{21.70}{0.9 \times 0.36} \right] \times 10 \Rightarrow A_l \geq 0.76 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 40.30 \times 10}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3.3 À PEELS :

➤ Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton

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

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

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	47.29	15.31	135001	5.36	15
	Travées	45.88	14.61	123781	5.41	15
Poutres secondaires	Appuis	15.72	13.89	96640	2.26	15
	Travées	15.50	13.02	85626	2.35	15

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte limite de béton.

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

➤ **Poutres principales : (La plus défavorable)**

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.20} = 0.0952 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_t = 45.88 \text{KNm.}$$

$$G = 25.63 \text{ KN/m ; } Q = 15.75 \text{ KN/m ; } G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.40 = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 25.63 + 3.5 = 29.13 \text{KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 29.13 + 15.75 = 44.88 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{44.88 \times 4.20^2}{8} = 98.96 \text{KNm}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.095 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{45.88}{10 \times 98.96} = 0.046 \text{KNm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10.65}{35 \times 40} = 0.0076 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Poutres secondaires : (La plus défavorable)**

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{0.40}{3.55} = 0.113 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 15.50 \text{KNm}$$

$$G = 4.52 \text{KN/m ; } Q = 3.25 \text{KN/m ; } G_0 = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3.00 \text{KN/m}$$

$$G_T = 4.52 + 3.00 = 7.52 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 7.52 + 3.25 = 10.67 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.67 \times 3.55^2}{8} = 16.81 \text{ KNm.}$$

$$(2) : \frac{h}{L} = 0.113 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15.50}{10 \times 16.81} = 0.092 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) : \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.79}{30 \times 40} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

➤ **Les consoles :**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,4}{1,5} = 0,26 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,0029 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

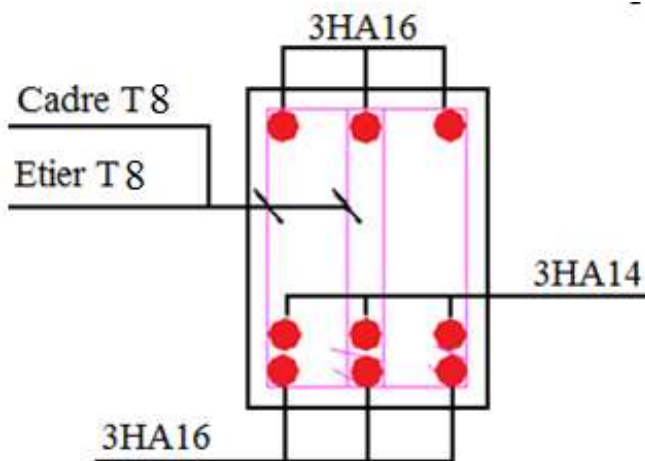
Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

V.3.3.4 Schéma de ferrailage des poutres :

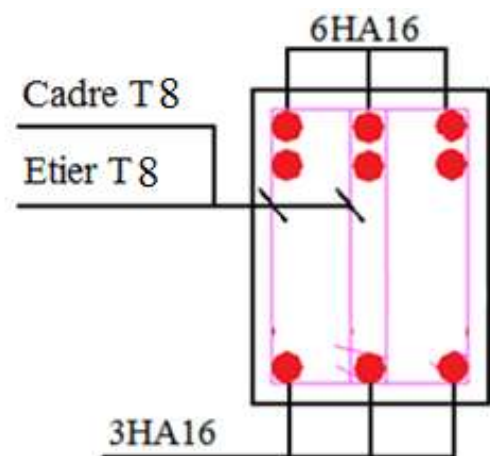
Les schémas de ferrillages adoptés pour les différentes poutres sont illustrés dans les figures suivantes :

➤ **E-sols 1,2 et le RDC :**

• **Poutre principale :**

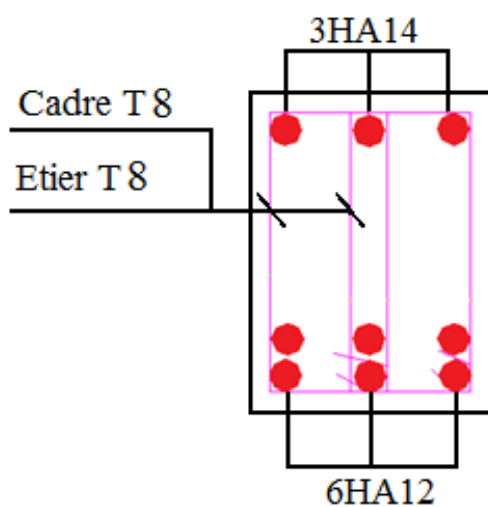


En travée

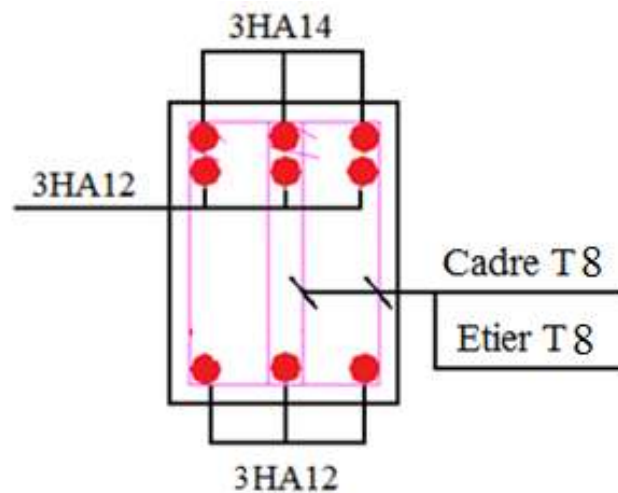


En appuis

• **Poutre secondaire :**



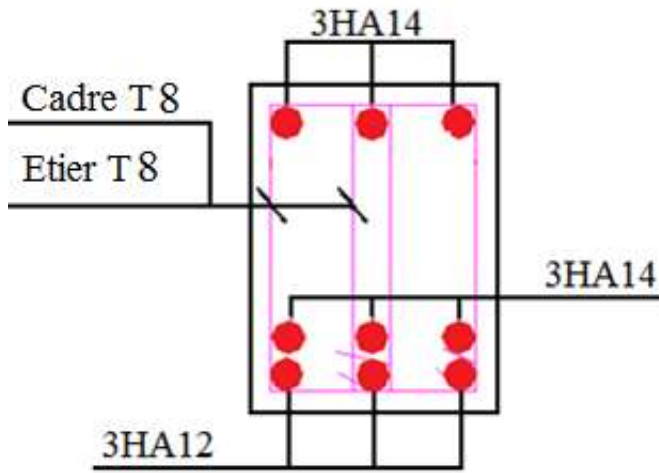
En travée



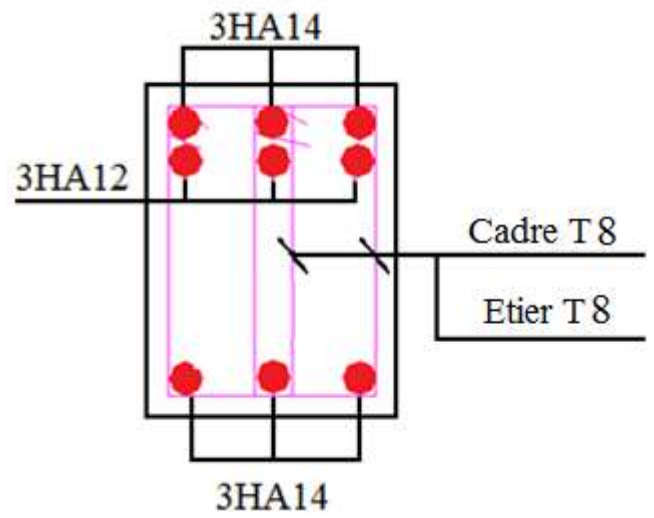
En appuis

➤ Etages courants :

• Poutre principale :

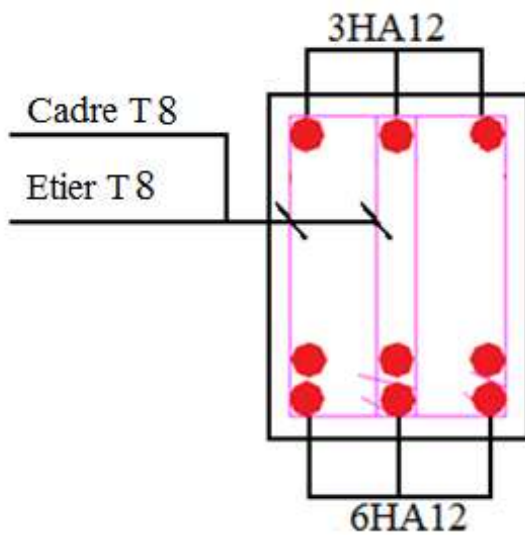


En travée

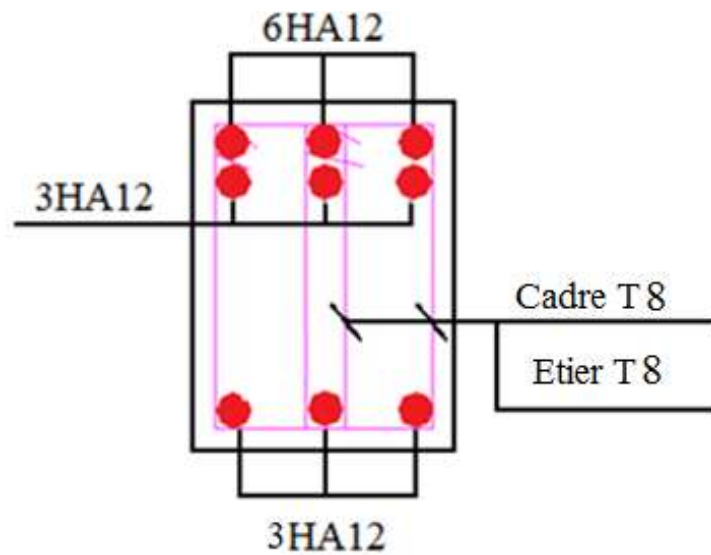


En appui

• Poutre secondaire



En travée



En appui

V.4 Etude des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs 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 encadrée à sa base.

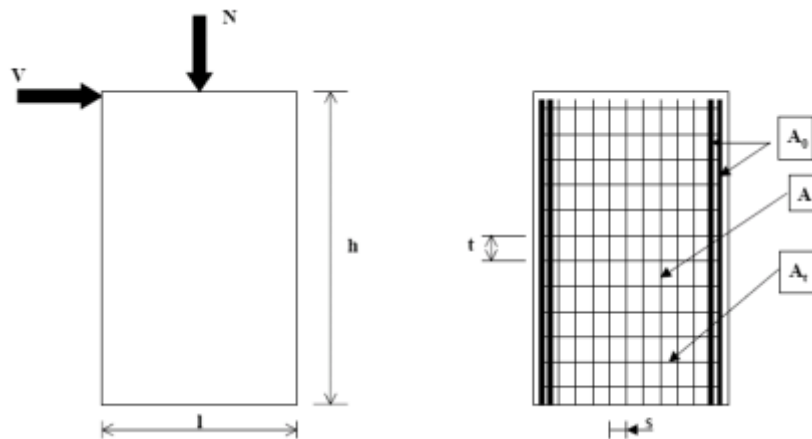


Figure V.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.2 Ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \cdot l$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- Moment maximal (M_{max}) et un effort normal correspondant (N_{corr}).
- Effort normal maximal (N_{max}) avec le moment correspondant (M_{corr}).
- Effort normal minimal (N_{min}) avec le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

$$1- G + Q \pm E_{x,y}$$

$$2- 0.8G \pm E_{x,y}$$

➤ **Méthode de calcul :**

Calcul des armatures verticales en flexion composée (M.N.V) :

$$e = \frac{M}{N}$$

$$e < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

$$d = 0.9 * h ; d' = 0.1 * h$$

$$a = (0.337h - 0.81d') * b * h * f_{bu}$$

$$c = N * (d - d') - M_A ; M_A = M_G + N * (d - \frac{h}{2})$$

$c < a \Rightarrow$ calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{d^2 * e * f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}} \right] ; Z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$A = \frac{M_A}{Z * f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^{BAEL} = 0.23 * d * e * f_{c28} / f_e \dots\dots\dots [1] \\ A_{\min} = 0.15 \% * e * h \dots\dots\dots [5] \end{array} \right.$$

$$A = \max(A, A^{BAEL}, A^{RPA})$$

Armatures horizontales

$$\frac{A_t}{e * s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28}}{0.9 * f_e * (\cos \theta + \sin \theta)} ; K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ \dots\dots\dots [1]$$

$$s_t \leq \min(1.5 * e, 30cn)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e * d} < 0.2 * f_{c28} = 5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots [5]$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.15 \frac{0}{0} * e * S_t$$

La longueur de recouvrement :

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\dots\text{zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

Règles communes :

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$$

Diamètres des barres :

$$\Phi < a / 10 \dots\dots\dots\text{zone courante.}$$

Espacement des barres horizontales et verticales :..... [5]

$$\begin{cases} s \leq 1.5 * e \\ s \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec:

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/ml : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Les résultats de calcul du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux suivant :

❖ **Voile Vx1 : L=1.4m.**

Niveau	E-sols1,2 et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
L(m)	1.4	1.4	1.4
e(m)	0.20	0.20	0.20
M (KN.m)	402.27	532.79	61.53
N (KN)	312.08	207.78	264.47
V (KN)	149.21	143.84	69.02
τ_u MPa	0.83	0.80	0.38
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	9.07	7.52	3.80
A_v^{min} (cm^2)	4.20	4.20	4.20
A_v^{adop} (cm^2)	9.86	9.04	6.32
Nbre/face	6HA12+2HA16	8HA12	8HA10
S_t (cm)	18	18	18
A_H^{cal} (cm^2)	1.04	1.00	0.48
A_H^{min} (cm^2)	0.60	0.60	0.60
A_H^{adap} /ml(cm^2)	2.51	2.51	2.51
Nbre/ml	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.11: Résultats de ferrailage du voile Vx1.

❖ Voile Vx2 : L=2.1m.

Niveau	E-sols 1,2 et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
L(m)	2.10	2.10	2.10
e(m)	0.20	0.20	0.20
M (KN.m)	532.60	45.85	24.16
N (KN)	1141.35	683.65	291.37
V (KN)	364.99	228.03	106.06
τ_u MPa	1.35	0.84	0.37
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	16.41	9.82	4.18
A_v^{min} (cm^2)	6.3	6.3	6.3
A_v^{adop} (cm^2)	17.75	11.30	7.90
Nbre/face	5HA16+5HA14	10HA12	10HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_H^{cal} (cm^2)	1.69	1.06	0.47
A_H^{min} (cm^2)	0.60	0.60	0.60
A_H^{adop} /ml (cm^2)	2.51	2.51	2.51
Nbre/ml	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.12 : Résultats de ferrailage du voile Vx2.

❖ Voile Vy1 : L=2.5m.

Niveau	E-sols 1,2 et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
L(m)	2.50	2.50	2.50
e(m)	0.20	0.20	0.20
M (KN.m)	25.17	318.86	99.02
N (KN)	1002.97	605.74	234.52
V (KN)	338.56	200.13	61.18
τ_u MPa	1.05	0.62	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	12.42	8.71	3.78
A_v^{min} (cm^2)	7.50	7.50	7.50
A_v^{adop} (cm^2)	13.35	9.60	7.90
Nbre/face	5HA14+5HA12	5HA12+5HA10	10HA10
S_t (cm)	25	25	25
A_H^{cal} (cm^2)	1.32	0.78	0.24
A_H^{min} (cm^2)	0.60	0.60	0.60
A_H^{adop} /ml(cm^2)	2.51	2.51	2.51
Nbre/ml	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.13 : Résultats de ferrailage du voile Vy1.

❖ Voile Vy2 : L=1.9m.

Niveau	E-sols 1,2 et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
L(m)	1.90	1.90	1.90
e(m)	0.20	0.20	0.20
M (KN.m)	19.12	407.05	183.67
N (KN)	839.69	175.56	41.93
V (KN)	223.42	129.47	47.67
τ_u MPa	0.91	0.53	0.19
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	12.07	6.57	2.64
A_v^{min} (cm^2)	5.70	5.70	5.70
A_v^{adop} (cm^2)	12.32	7.68	6.32
Nbre/face	8HA14	4HA12+4HA10	8HA10
S_t (cm)	25	25	25
A_H^{cal} (cm^2)	1.14	0.66	0.24
A_H^{min} (cm^2)	0.60	0.60	0.60
A_H^{adop} /ml(cm^2)	2.51	2.51	2.51
Nbre/ml	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.14 : Résultats de ferrailage du voile Vy2.

❖ Voile Vy3 : L=1.8m.

Niveau	E-sols 1,2 et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
L(m)	1.80	1.80	1.80
e(m)	0.20	0.20	0.20
M (KN.m)	383.40	599.14	293.18
N (KN)	1043.78	41.25	37.73
V (KN)	129.39	83.12	53.24
τ_u MPa	0.53	0.34	0.23
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm^2)	15.00	8.62	3.72
A_v^{min} (cm^2)	5.70	5.70	5.70
A_v^{adop} (cm^2)	15.40	9.60	7.90
Nbre/face	10HA14	5HA12+5HA10	10HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_H^{cal} (cm^2)	0.66	0.45	0.29
A_H^{min} (cm^2)	0.60	0.60	0.60
A_H^{adop} /ml(cm^2)	2.51	2.51	2.51
Nbre/ml	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.15 : Résultats de ferrailage du voile Vy3.

❖ Voile V_{xy} : L=3.40m.

Niveau	E-sols 1,2 et RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
L(m)	3.40	3.40	3.40
e(m)	0.20	0.20	0.20
M (KN.m)	101.73	15.28	18.45
N (KN)	1765.71	1002.73	431.23
V (KN)	480.27	293.21	86.89
τ_u MPa	1.37	0.67	0.20
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	25.38	14.41	6.2
A_v^{min} (cm ²)	10.20	10.20	10.20
A_v^{adop} (cm ²)	26.26	15.82	11.06
Nbre/face	10HA16+4HA14	14HA12	14HA10
S_t (cm)	25	25	25
A_H^{cal} (cm ²)	1.37	0.84	0.25
A_H^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60
A_H^{adop} /ml(cm ²)	2.51	2.51	2.51
Nbre/ml	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau V.16 : Résultats de ferrailage du voile V_{xy}.

➤ Exemple d'un Schéma de ferrailage du voile Vy3(Entresol)

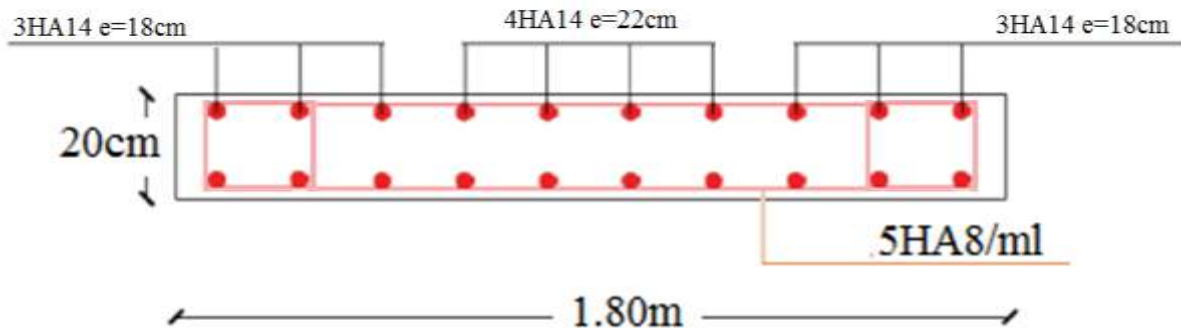


Figure V.6 : Schéma de ferrailage du voile Vy3(Entresol).

V.5 Conclusion :

Les éléments structuraux assurent le contreventement de la structure et pour cela leur ferrailage doit répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité des charges appliquée sur la structure.

Dans notre chapitre nous avons calculé et ferrillé ces éléments principaux (poteaux, poutres et voiles). Le ferrillage adopté est le maximum entre les résultats obtenus par deux logiciels de calcul (sap, socotec) et celui donné par le RPA.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Le poids de la structure
- Capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol :

- La capacité portante du sol est estimée à 1.80 bars.
- Le type de fondation suggéré est superficielle, encrée à 1.80 m du niveau de la base.

D'après le RPA 99 (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm Ex,y$
- $0.8G \pm Ex,y$

VI.3 Vérifications :

VI. 3.1 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$.
obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

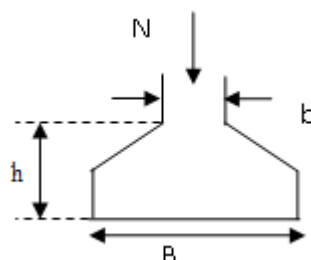


Figure VI .1 : Schéma d'une Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc :

$$S = A \times B.$$

$$N = 1517.2 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}, \text{ on a: } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B \geq 2.90m \text{ soit : } \Rightarrow B = 3m$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées ne convient pas.

VI.3.2 Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

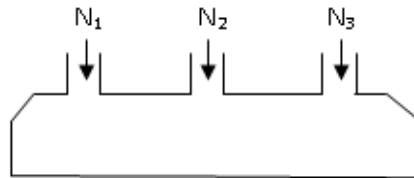


Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i »

N_{SE} : poids estimé de la semelle

$$N_1 = 1517.20 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1408.44 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1363.83 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{4889.47}{180 \times 7.16} = 3.79 \text{ m}$$

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 opte pour un radier général.

VI.3.3 Radier général :**VI.3.3.1 Définition :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles même comme appuis les paliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.3.3.2 Pré dimensionnement :

- **Condition de coffrage :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42cm \quad \text{Soit : } h_r = 60cm.$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 4.20m \Rightarrow h_r \geq 21cm \quad \text{On prend } h_r = 40cm.$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} = 2.76m$$

$$L_{\max} = 4.20m \leq \frac{\pi \times l_e}{2} = 4.33m$$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.58m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.60m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.40m$ Pour le radier.

➤ **Calcul des poids :**

$N_s = 31547.74$ KN (poids total transmis par la superstructure y compris le poids des voiles périphériques). (ELS)

- Poids du radier : $P_{\text{radier}} = 2983.50$ KN
- Poids des nervures sens y-y : $P^y_{\text{nervure}} = 219.88$ KN
- Poids des nervures sens x-x : $P^x_{\text{nervure}} = 323.76$ KN

$$N_{\text{ser}} = 31547.74 + 2983.50 + 219.88 + 323.76 = 35074.88 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35074.88}{180} = 194.86m^2.$$

La surface du bâtiment est $S_{\text{bât}} = 298.35m^2 > S_{\text{rad}} = 194.86m^2 \Rightarrow S_{\text{rad}} = 298.35m^2$

On opte pour un radier de $S_{\text{rad}} = 298.35m^2$

VI.3.3.3 Vérifications :

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$P \geq F \times H \times S \times \gamma$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.80m

S : surface totale du bâtiment = 298.35m²

$$\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$p \geq 1.5 \times 1.80 \times 298.35 \times 10 = 8055.45 < N_{\text{ser}} = 35908.27 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

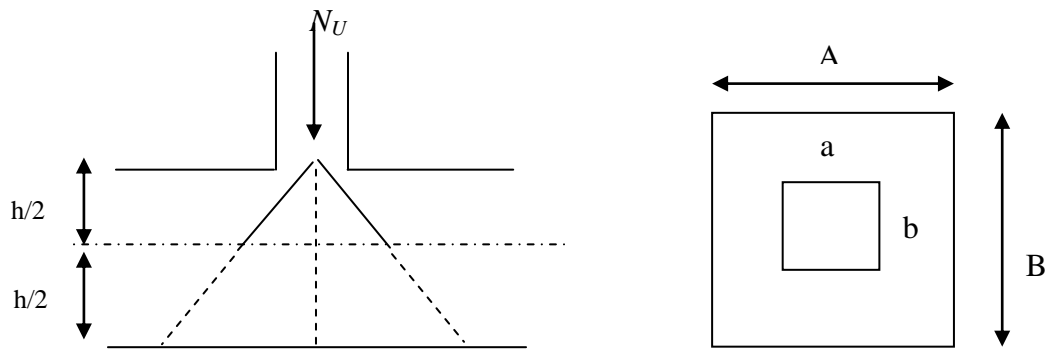


Figure VI.3 : Présentation de la zone d'impacte sous la charge

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$$h_t = 60cm.$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2$$

$$\mu_c = 2 \times (0.6 \times 2 + 0.6 + 0.5) = 4.60m$$

$$Q_u = 1518.77 \leq 0.045 \times 4.60 \times 0.60 \times 25 \div 1.5 = 2070KN$$

La condition de poinçonnement est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 4.20m de longueur,

$$d = 0.9 \times h_r = 0.36m$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{48180.40 \times 4.20}{2 \times 298.35} \times 1 = 339.13KN$$

$$\tau_u = \frac{339.13}{1 \times 0.36} = 0.942Mpa < \bar{\tau} = 2.5Mpa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol :**

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$.

A partir du logiciel Socotec on a : $I_{xx}=3538.64m^4$, $I_{yy}=16964.91m^4$ et $X_g=12.17m$, $Y_g=6.08m$.

• **Dans le sens x-x :**

$N = 48180.40KN$ et $M_x = 20307.20KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_g = \frac{48180.40}{298.35} + \frac{20307.20}{3538.64} \times 6.08 = 196.38KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_g = \frac{48180.40}{298.35} - \frac{20307.20}{3538.64} \times 6.08 = 126.60KN/m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 178.93KN/m^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 180KN/m^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

• **Dans le sens y-y :**

$N = 48180.40KN$ et $M_y = 28161.08KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{48180.40}{298.35} + \frac{28161.08}{16964.91} \times 12.17 = 181.69KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{48180.40}{298.35} - \frac{28161.08}{16964.91} \times 12.17 = 141.29KN/m^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 171.60KN/m^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 180KN/m^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• **Dans le sens X-X**

$$e = \frac{20307.198}{48180.40} = 0.42m < \frac{11.10}{4} = 2.78m \quad (\text{condition vérifiée})$$

• **Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{28826.02}{48180.40} = 0.60m < \frac{8.2}{4} = 2.05m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Il n'y a pas risque de renversement

VI.3.3.4 Ferrailage du radier:

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. $l_x = 2.95m, l_y = 3.70m$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{48180.40}{298.35} = 161.49 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{35074.88}{298.35} = 117.56 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.80 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

➤ Calcul à l'ELU :

$$\nu = 0$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe I})$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 78.84 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 46.98 \text{KN.m}$$

• En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 67.01 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 39.93 \text{KN.m}$$

• En appui :

$$\text{Sens x-x'} : M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -39.42 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -23.49 \text{KN.m}$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 64.25 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 45.69 \text{KN.m}$$

• **En travée :**

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 54.61KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 38.84KN.m$

• **En appui :**

Sens y-y' : $M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -22.85KN.m$

Sens x-x' : $M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -32.13KN.m$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = (1 \times 0.40)m^2$

➤ **Condition de non fragilité:**

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \dots\dots\dots \text{Art(B.7.4, Page 183)[1]}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_r = e = 40cm$

$b = 100cm$

$\rho = 0.80$

$A_{min}^x = 3.52cm^2 / ml$

$A_{min}^y = 3.20cm^2 / ml$

Le ferrailage est résumé dans le tableau ci dessous :

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	67.01	5.45	3.52	5HA12=5.65	20
	En appuis	39.42	3.18		5HA10=3.95	20
Sens yy	En travée	39.93	3.22	3.20	5HA10=3.95	20
	En appuis	23.49	1.18		5HA10=3.95	20

Tableau VI.1: Ferrailage du radier.

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$

$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 170.14KN.$

$$\tau_u = \frac{170.14}{1 \times 0.36} = 0.47 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 158.80 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{158.80}{1 \times 0.36} = 0.44 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = 117.56 \text{KN} / \text{m}^2$$

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6 \text{MPa}$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	54.61	3.25	172.79	15	201.6
	M_a	32.13	2.22	145.67	15	201.6
y-y	M_t	38.84	2.68	176.09	15	201.6
	M_a	22.85	1.58	103.60	15	201.6

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.

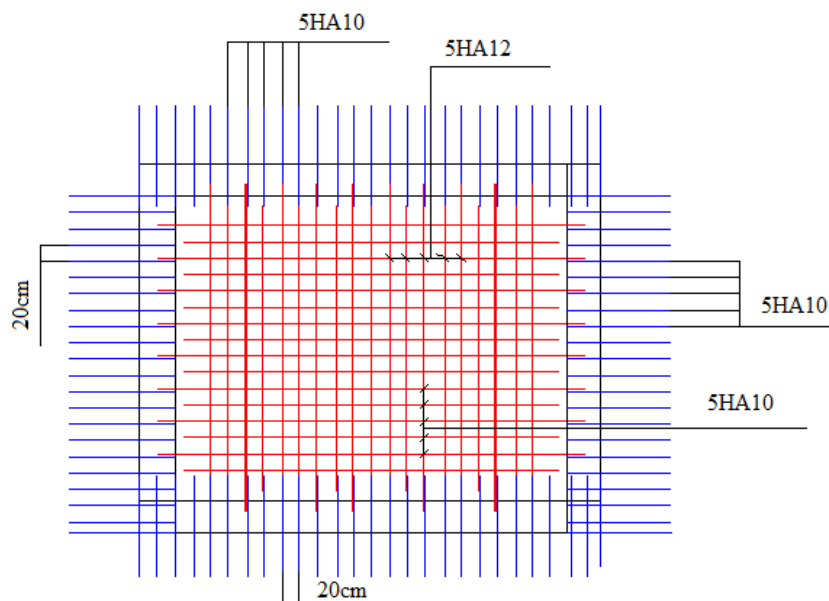
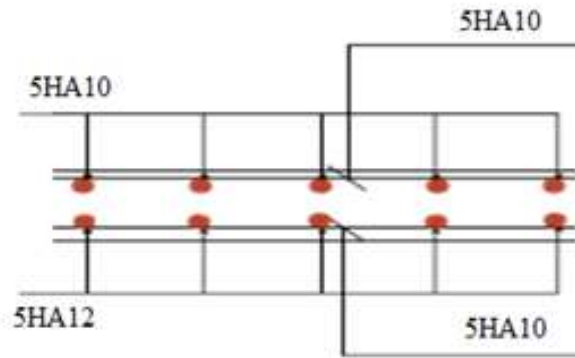


Figure VI.4 schémas de ferrailage du radier.



Une coupe de la dalle

VI.3.4 Les nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

VI.3.4.1 Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

- **Charges trapézoïdales :**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

- **Charges triangulaires :**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle.

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de la dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de la dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de la dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

VI.3.4.2 Calcul des sollicitations :

$$q_u = 161.49 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 117.56 \text{KN} / \text{m}^2$$

Les sollicitations sont obtenues à partir du logiciel SAP2000.

- **Sens longitudinale (x-x) :**

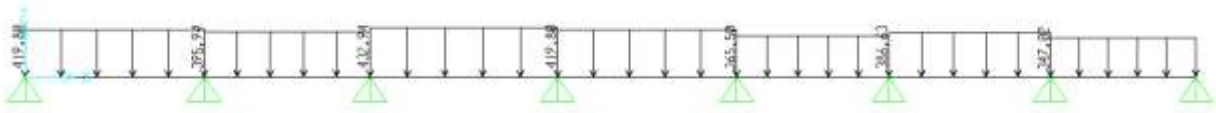


Figure VI.5 : Chargement équivalent à l'ELU donnant le moment max.

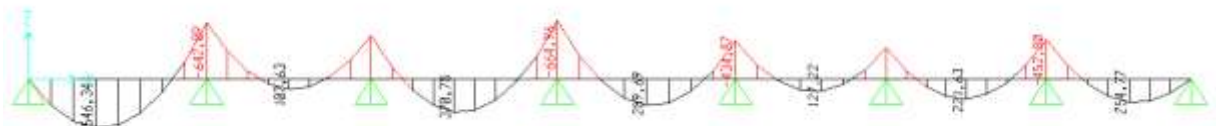


Figure VI.6: Diagramme des moments à l'ELU revenant à la nervure la plus sollicitée.

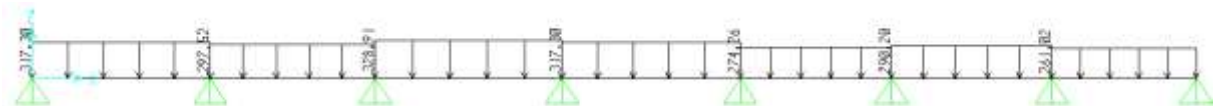


Figure VI.7 : Chargement équivalent à l'ELU donnant l'effort tranchant max.



Figure VI.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

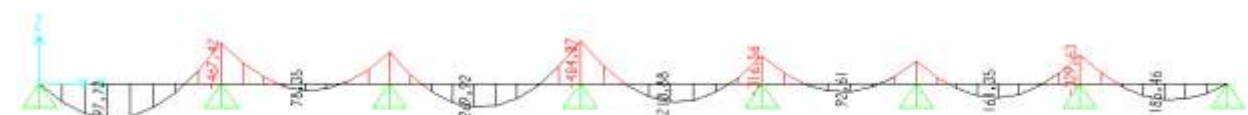


Figure VI.9 : Diagramme des moments à l'ELS.

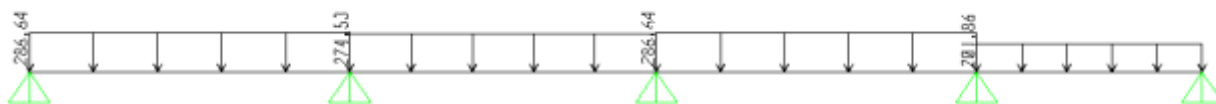


Figure VI.10 : Le chargement équivalent (KN/ml).

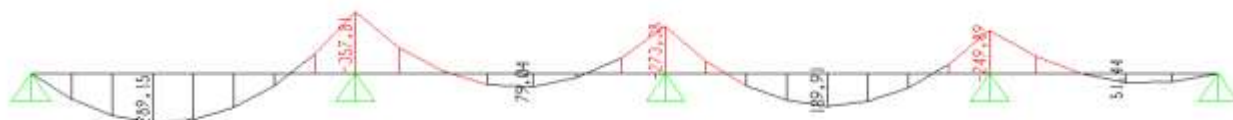


Figure VI.11 : Le diagramme des moments fléchissant (KN.m) à l'ELU

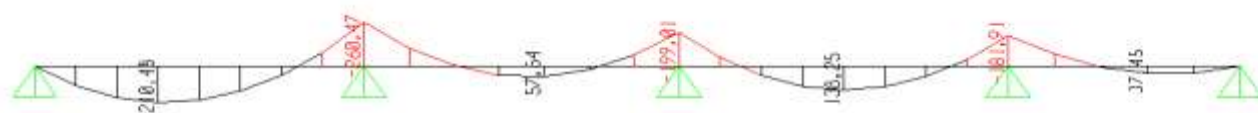


Figure VI.12 : Le diagramme des moments fléchissant (KN.m) à l'ELS.

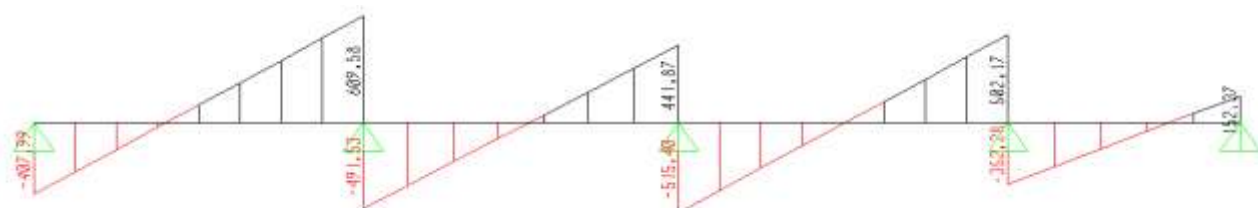


Figure VI.13 : Le diagramme de l'effort tranchant (KN).

VI.3.4.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=0.60m$

$h_0=0.40m$

$b_0=0.60m$

$d=0.55m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{4.00}{10}; \frac{3.55}{2})$

$b_1 \leq \min(0.40; 1.775)$

soit : $b_1 = 0.40m$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.40m$

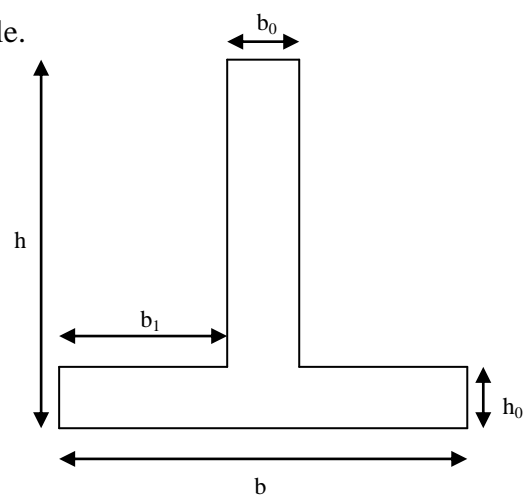


Figure. VI.14 : Section de la nervure

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	546.34	29.99	9.30	10HA20=31.42
	Appui	664.96	41.02	9.30	4HA20+6HA25=42.02
Y-Y	Travée	289.15	15.49	9.30	8HA16=16.08
	Appui	357.81	20.23	9.30	4T20+4HA16=20.69

Tableau VI.3 : Résultats du ferrailage.

La section d'acier calculée en appuis est celle calculée pour une section rectangulaire $b_0 \times h$.

VI.3.4.4 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 201.6MPa.$$

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Art (A.4.5.32)[1]}$$

Calcul de y : $b \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	397.72	7.05	15	255.58	201.6
	Appui	484.07	13.86	15	253.21	201.6
Y-Y	Travée	210.48	4.83	15	257.01	201.6
	Appui	260.47	9.27	15	259.50	201.6

Tableau VI.4 Vérification des contraintes.

• **Remarque:**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers.

La section d'acier augmentée est donnée dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	A_S (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	4ha25+8ha20=44.76	6.21	15	182.48	201.6
	Appui	10ha25+2ha20=55.38	13.86	15	191.58	201.6
Y-Y	Travée	8ha20=25.12	4.07	15	167.41	201.6
	Appui	4ha25+4ha20=32.20	8.03	15	170.62	201.6

Tableau VI.5 : Ferrailage de la nervure.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{755.55 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55} = 2.28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

On remarque que les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(17.14; 60; 25) = 17.14 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow S_t = \min(15; 12; 20) = 12 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

En zone nodale on prévoit des espacements de 5 cm.

VI.3.4.5 Schémas de ferrailages des nervures :

➤ Sens xx :

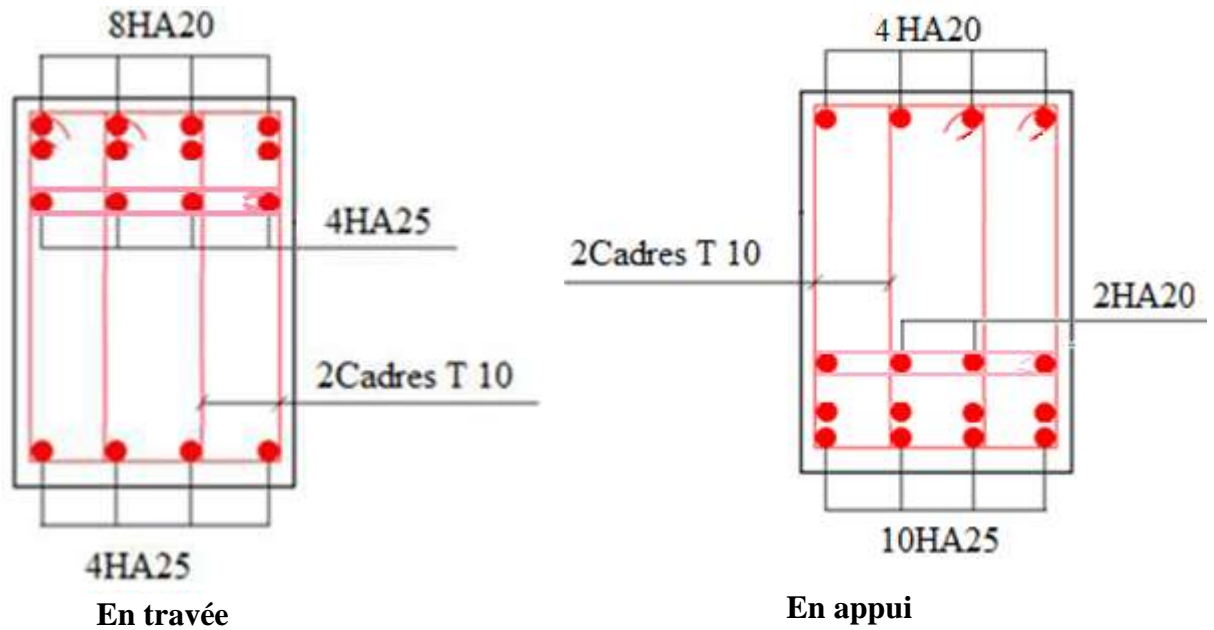


Figure VI.15 : Schémas de ferrailages des nervures sens xx.

➤ Sens yy

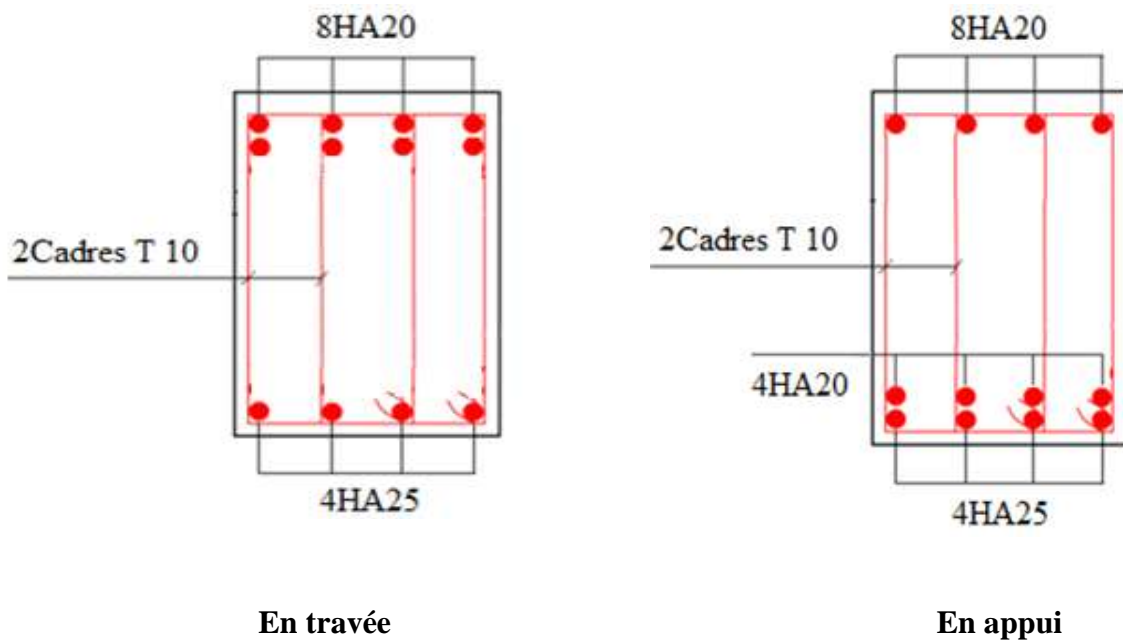


Figure VI.16 : Schémas de ferrailages des nervures sens yy.

VI.4 Mur de soutènement :

Un mur de soutènement de hauteur de 8.38m est prévu. Ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA99 version 2003.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge « q » due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure, elle est estimée selon le DTRC.2.2 à 65KN/m².

VI.4 1 Détermination des contraintes :

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est :

$$\sigma_H = k_a \times \sigma_V$$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_V = q + \gamma \times h$$

$$k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27.5}{2}\right) = 0.37$$

A P'ELU

$$\sigma_H = k_a \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$h = 6.58\text{m} \Rightarrow \sigma_H = 101.8\text{KN} / \text{m}^2$$

$$h = 8.38 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 119.79\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 115.29\text{KN} / \text{m}^2$$

A P'ELS

$$\sigma_H = k_a \times (q + \gamma \times h)$$

$$h = 6.58\text{m} \Rightarrow \sigma_H = 72.74\text{KN} / \text{m}^2$$

$$h = 8.38 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 86.06\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 82.73\text{KN} / \text{m}^2$$

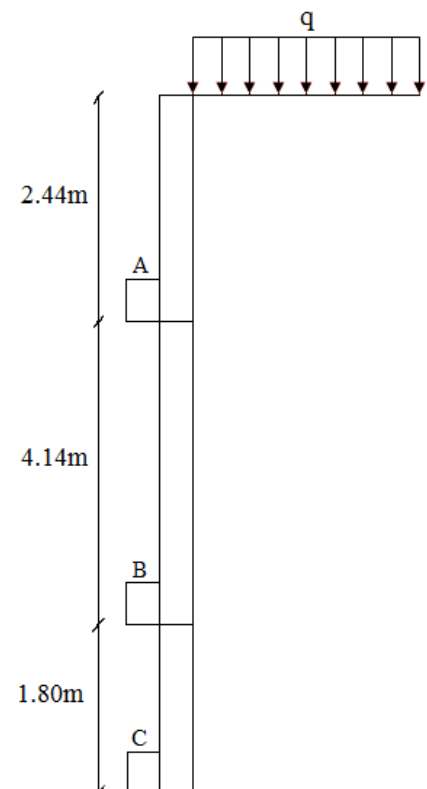


Figure VI.17 : Schéma du mur de soutènement

VI.4 2 Ferrailage du mur :

Le mur se calcule comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus défavorable.

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$\begin{cases} l_x = 4 \text{ m.} \\ l_y = 4.14 \text{ m.} \\ b = 1 \text{ m.} \\ h = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} u_x = 0.0401 \\ u_y = 0.9092 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$M^{x_0} = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M^{x_0} = 73.97 \text{ KN.m}$$

$$M^{y_0} = u_y \times M^{x_0} \Rightarrow M^{y_0} = 67.27 \text{ KN.m}$$

• **Moments retenues :**

En travée :

$$\text{Sens (x) : } M_t = 0.85 \times M^{x_0} = 62.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens (y) : } M_t = 0.85 \times M^{x_0} = 57.18 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_t = 0.5 \times M^{x_0} = 36.98 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots\dots\dots [4]$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens		M (kN.m)	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	En travée	62.87	10.84	2.17	6HA16=12.06	18
	En appui	36.98	6.16	2.17	5HA14=7.70	20
y-y	En travée	57.18	9.98	2.17	5HA16=10.05	18
	En appui	36.98	6.16	2.17	5HA14=7.70	20

Tableau VI.6 : Ferrailage du voile périphérique.

VI.4 3 Vérifications :**VI.4 2.1 Vérifications à l'ELU :**➤ **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{(Fissuration nuisible)}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 105,84 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{105,85}{1 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,588 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4 2.2 Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,96 \Rightarrow \begin{cases} v = 0,2 \\ u_x = 0,0465 \\ u_y = 0,9543 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M^{x_0} = u_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M^{x_0} = 61,81 \text{N.m} \\ M^{y_0} = u_y \times M^{x_0} \Rightarrow M^{y_0} = 59 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} \text{Sens (x)} : M_t = 0,85 \times M^{x_0} = 52,53 \text{KN.m} \\ \text{Sens (y)} : M_t = 0,85 \times M^{y_0} = 50,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M^{x_0} = 30,90 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{MPa} \quad \text{(Fissuration nuisible)}$$

Sens		M (KN.M)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
x-x	En travée	52.53	12.40	276.30	Non vérifiée
	En appui	30.90	8.51	249.53	non vérifiée
y-y	En travée	50.15	12.44	312.24	non vérifiée
	En appui	30.90	8.51	249.53	non vérifiée

Tableau VI.7: Vérification des contraintes.

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans les deux sens x-x et y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers.

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	$A_{adopté}$ (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	52.53	6HA20=18.84	8.83	15	184.78	201.6
	Appui	30.90	5HA16=10.05	8.43	15	192.39	201.6
Y-Y	Travée	50.15	6HA20=18.84	3.20	15	176.41	201.6
	Appui	30.90	5HA16=10.05	6.41	15	192.39	201.6

Tableau VI.8: Résultats du ferrailage et vérification des contraintes.

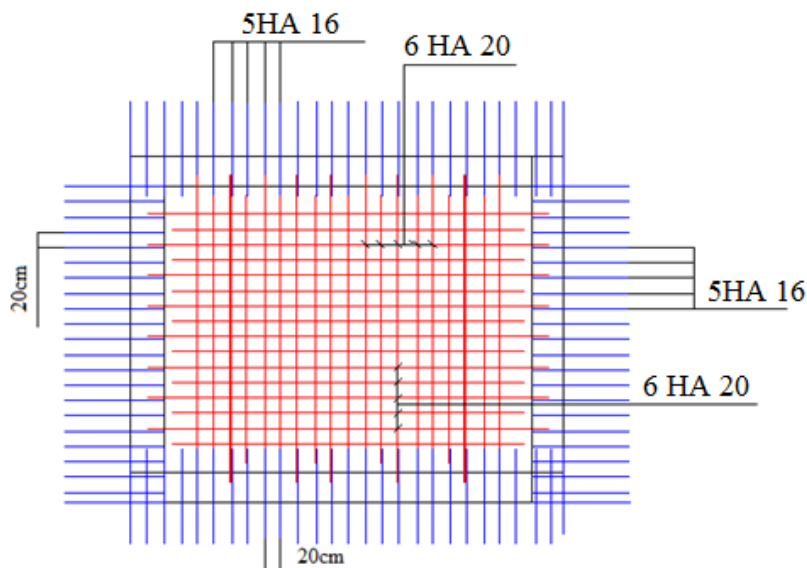


Figure VI.18 : Schémas de ferrailage du mur soutènement.

VI.5 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrailé.

Conclusion

Conclusion général

Ce présent travail, est notre première expérience de mettre en application nos connaissances déjà acquises durant notre formation.

Il nous a permis de prendre connaissance des principales étapes à suivre, pour mener une étude d'un ouvrage en béton armé.

L'analyse tridimensionnelle d'un ouvrage irrégulier est rendue possible, grâce aux logiciels de modélisation et calcul tel que sap2000. Ce dernier, nous a permis de rechercher un bon comportement pour notre ouvrage vis-à-vis les sollicitations sismiques. Et il nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont on citera les plus importantes :

- La modélisation doit être autant que possible proche de la réalité en modélisant tout les éléments de l'ouvrage (secondaires, structuraux....etc.)
- La bonne disposition des voiles est essentielle pour la vérification de la participation modale et la justification de l'interaction entre voiles- portique.
- La simplicité et la symétrie de l'ouvrage en élévation et en plan doivent être respectées au maximum afin de donner autant de choix pour la disposition des voiles.

Vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes, le choix d'un radier général est inévitable pour assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol.

Le ferrailage de tous les éléments de notre ouvrage est effectué dans le but de garantir à l'ouvrage une bonne résistance vis à vis les sollicitations sismique.

Notre but dans cette étude est de concevoir un ouvrage résistant, pour pouvoir garantir la sécurité des vies et des biens, qui constitue la principale règle dans le domaine de la construction.

Bibliographie

- ✓ [1] : **BAEL91** « béton armé aux états limites ».
- ✓ [2] : **CBA 93** « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- ✓ [3] : **DTR BC 2.2** « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- ✓ [4] : **RPA** « Règles parasismiques Algériennes; DTR BC 2 48,1999/version 2003 ».
- ✓ Mémoires de fin d'étude.
- ✓ Cours de cursus.

ANNEXES

ANNEXE I

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Section réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33