

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Etude d'un Bâtiment (R+6+2 entre sol) à usage d'Habitation
Contreventé par un Système Mixte (Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^r. MANSOUR Sadi

M^r. MAOUCHI Mahmoud

Encadré par :

M^r. SI SALEM. A

Membres de jury :

M^r. Ourabah

M^m. Meziani

Promotion 2017-2018

REMERCIEMENTS

Je remercie avant tout le bon dieu.

J'adresse mes chaleureux remerciements à mon promoteur :

« Monsieur SI SALEM Abdelmadjid », pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Je remercie tous les enseignants de la faculté de génie civil pour tout le savoir que j'ai acquis grâce à eux durant ma formation.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes chers frères et sœurs : **Nourredine, Salem, Walid, Sahib, Noria, Samra , Samira**

A chaque cousins et cousines.

A mon binôme : **Sadi**

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère :sliman,mouhand chrif,tomi ,hicham,khaled,rahim,djamel,salima....

A notre promoteur Mr **SI SALEM** qui a fourni beaucoup d'effort.

MAOUCHI Mahmoud

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

***A mes très chers parents** qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœurs : **Oussama, Imad, Howa***

A mes tantes et à mes oncles.

A chaque cousins et cousines.

*A mon binôme : **Mahmoud***

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

*A notre promoteur Mr **SI SALEM** qui a fourni beaucoup d'effort.*

MANSOUR Sadi

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Généralité	
I. INTRODUCTION.....	02
I.2. PRESENTATION DE L’OUVRAGE	02
I.3. REGLEMENTS ET NORMES UTILISEES	04
I.4. LES ETATS LIMITES.	04
I.5. LES ACTIONS	06
I.6. LES MATERIAUX	07
I.6.1. Le béton	08
I.6.2.L’acier	11
I.7. CONCLUSION	14
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. INTRODUCTION	15
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	15
II.2.1. Les planchers	15
II.2.1.1.Planchers corps creux	15
II.2.1.2 .les poutrelles	16
II.2.1.3 .Les dalles pleines	17
II.2.2. Evaluation des charges et surcharges sur les planchers et Mur	19
II.2.3 L’acrotère	20
II.2.4. Les escaliers	21
II.3.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	24
II.3.1. Les poutres	24
II.3.2. Les poteaux	26
II.3.3. Les voile	32
II.4 CONCLUSION	33
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.INTRODUCTION	35
III.2.ETUDE DES PLANCHERS	35
III.2.1. Etudes des poutrelles	35
III.2.2. Planchers dalles pleines	58

III.3.ETUDE DE L'ESCALIER.....	70
III.4. POUTRE PALIERE	81
III.5. POUTRE BRAISE	82
III.6. ETUDE DE L'ACROTERE.....	86
III.7. ETUDE DE L'ASCENSEUR.....	90
III.8. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE	97
III.9. CONCLUSION	99
Chapitre IV : <i>Etude dynamique</i>	
IV.1. INTRODUCTION	100
IV.2. METHODE DE CACUL	100
IV.3. DISPOSITION DES VOILES	104
IV.4. VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	105
IV.5. CONCLUSION	113
Chapitre V : <i>Calcul des éléments principaux</i>	
V.1. INTRODUCTION	114
V.2. ETUDE DES POTEAUX	114
V.3. ETUDE DES POUTRES	124
V.4. ETUDE DES VOILES.....	131
V.5. CONCLUSION	137
Chapitre VI : <i>Etude des fondations</i>	
VI.1 INTRODUCTION	138
VI.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	138
VI.2.1. Vérification des semelles isolées.....	138
VI.2.2. Vérification des semelles filantes.....	138
VI.3. CONCLUSION	149
CONCLUSION GENERALE.....	150
BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1. Règle des Trois pivots	06
Figure II.2. Diagramme contrainte déformation pour le béton	10
Figure I.3. Diagramme des contraintes déformations de calcul	13

Chapitre II :

Figure II.1. Coupe du plancher à corps creux	16
Figure III.2. Schéma d'une poutrelle	16
Figure II.3. Disposition des poutrelles	17
Figure II.4 Coupe de dalle pleine	18
Figure II.5. L'acrotère	20
Figure II.6. Schéma statique d'escalier droit	21
Figure II.7. Coupe de l'Escalier balancé	22
Figure II.8. Surface afférente du poteau C4	27
Figure II.9. Surface afférente du poteau C4 (duplex niveau 2)	27
Figure II.10. Illustration d'un voile en élévation	33

Chapitre III:

Figure III.1. Evaluation des efforts tranchants	37
Figure III.2. schéma de ferrailage De la dalle de compression	58
Figure III.3. dalle sur trois appuis	58
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis	63
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis	66
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur seule appuis	67
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	69
Figure III.8. Schéma statique de l'escalier type 1	70
Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1	73
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la volée 1	76
Figure III.11. Schéma de ferrailage de la volée 3	78
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la volée 2	80
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière	82
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	86
Figure III.15. Dimension de l'acrotère.	86
Figure III.16. Schéma statique de l'acrotère	90
Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'acrotère	90

Figure III.18.Dalle sur quatre appuis	90
Figure III.19.L'ascenseur	93
Figure.III.20.Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines	96
Figure III.21.Schéma de ferrailage de la poutre de chainages	99
Chapitre IV :	
Figure IV.1. Disposition des voiles	104
Figure IV.2 .1 ^{er} Mode de vibration	106
Figure IV.3.2 ^{eme} Mode de vibration	107
Figure IV.4. 3 ^{eme} Mode de vibration	108
Chapitre V :	
Figure V.1. Zone nodale	115
Figure V.2 .Section d'un poteau.	120
Figure V.3 .Coupe longitudinale.	122
Figure V.4 .Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	123
Figure V.5. Dispositions constructives des portiques	126
Figure V.6.Schéma de ferrailage des poutres principale	131
Figure V.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles	133
Figure V.8. Schéma d'une voile pleine.	133
Figure V.9. Schéma de ferrailage du voile Vx1 Au entre sol.	136
Chapitre VI :	
Figure VI.1. Semelle isolé	138
Figure VI .2.Semelle filante	139
Figure VI.3 .Coupe d'une semelle filante	139
Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante	144
Figure VI.5.Mur adossé	144
Figure VI.6. Diagramme des contraintes	145
Figure VI.7. Schéma de ferrailage de Mur adossée	149

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers	12
Tableau I.2. L'enrobage des armatures	14

Chapitre II :

Tableau. II.1. évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible	19
Tableau. II.2. évaluation des charges des planchers étages courants	19
Tableau. II.3. Évaluation des charges des planchers dalles pleines	19
Tableau. II.4. évaluation des charges des murs extérieurs	20
Tableau. II.5. Évaluation des charges de la volée	23
Tableau. II.6. Evaluation des charges dans les volées	24
Tableau. II.7. évaluation des charges du palier	24
Tableau. II.8. Descente de charge pour le poteau (C4)	27
Tableau. II.9. Vérification des poteaux à la compression simple	31
Tableau. II.10. pré dimensionnement des voiles	33

Chapitre III :

Tableau. III.1. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 (Plancher d'étage)	43
Tableau. III.2. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 (Plancher d'étage)	43
Tableau. III.3. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 Plancher terrasse	43
Tableau III.4. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 Plancher d'étage	44
Tableau. III.5. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3, Plancher terrasse	44
Tableau. III.6. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3, Plancher d'étage	44
Tableau. III.7. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (entre sol)	44
Tableau .III.8. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4(entre sol)	44
Tableau .III.9. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 Plancher terrasse	45
Tableau .III.10. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1, Plancher terrasse	45
Tableau. III.11. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 terrasse	45
Tableau. III.12. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 terrasse	45
Tableau. III.13. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5(étage courant)	48
Tableau. III.14. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 5(étage courant)	49
Tableau. III.15. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 6(étage courant)	49
Tableau .III.16. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 6(étage courant)	49
Tableau. III.17. sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse)	49
Tableau. III.18. sollicitations les plus défavorables des poutrelles (plancher étage).	50

Tableau. III.19. Les sollicitations maximales des poutrelles	50
Tableau. III.20. calcul des sections d'armatures des poutrelles	56
Tableau. III.21. Vérification des états limites de compression du béton	56
Tableau. III.22. Vérification des états limites de déformation	56
Tableau. III.23. Les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dan le tableau suivant	59
Tableau. III.24. Ferrailages la dalle sur quatre appuis	64
Tableau .III.25. Ferrailage de dalle sur 2 appuis	68
Tableau.III.26. Ferrailage de la volée 1	74
Tableau .III.27. Vérification de l'état limite de compression du béton	75
Tableau. III.28. calcul des sollicitations	76
Tableau. III.29. calcul de Ferrailage	77
Tableau. III.30. Vérification de l'état limite de compression du béton	77
Tableau. III.31. Vérification de la flèche	78
Tableau. III.32. calcul des sollicitations	79
Tableau. III.33. calcul de ferrailage	79
Tableau. III.34. Vérification des contraintes	79
Tableau. III.35. Moments au niveau de la poutre palière	81
Tableau. III.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	83
Tableau. III.37. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis	83
Tableau. III.37. Calcul à l'ELS	85
Tableau. III.39. Tableau de ferrailage de la dalle de locale des machines	91
Tableau. III.40. Résultats de calcul des contraintes.	92
Tableau. III.41. Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines	94
Tableau. III.42. Résultats de calcul des contraintes	96
Tableau. III.43. Ferrailage de la poutre de chainage	97
Tableau. III.44. Vérification de la flèche	99
Chapitre IV : Etude dynamique	
Tableau. IV.1. valeur de pénalité p_q	102
Tableau. IV.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	105
Tableau. IV.3. Période de vibration et taux de participation massique	105
Tableau. IV.4. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles	109
Tableau. IV.5. Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens	110
Tableau. IV.6. Vérification de l'effort normale réduit	110
Tableau. IV.7. Vérification des déplacements	111
Tableau. IV.8. Vérification a L'effet P- Δ	112

Chapitre V :

Tableau. V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA	115
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux	116
Tableau V.3. Les Armatures longitudinale dans les poteaux	118
Tableau V.4 Armatures transversales des poteaux	119
Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux	120
Tableau V.6. Contrainte de compression	121
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes	121
Tableau V.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres Selon le RPA	125
Tableau V.9. Ferrailage des poutres	126
Tableau V.10. Vérification de l'effort tranchant	127
Tableau V.11. Vérification de la contrainte limite de béton	129
Tableau V.12. Moment résistant dans les poteaux	130
Tableau V.13. Vérification des zones nodales	130
Tableau V.14. Résultats de ferrailage du voile VY2	134
Tableau V.15. Résultats de ferrailage du voile VX1	135
Tableau V.16. Résultats de ferrailage du voile VX2	135
Tableau V.17. Résultats de ferrailage du voile VX3	136

Chapitre VI : *Etude des fondations*

Tableau VI .1. Calcul des sollicitations a L'ELU	142
Tableau VI.2. Ferrailage de la poutre de rigidité	142
Tableau. VI.3 Calcul des sollicitations a L'ELS	142
Tableau.VI.4. Vérification des contraintes	143
Tableau VI.5. Section des armatures du Mur	146
Tableau VI.6. Résultats de calcul et vérification à l'ELS	147
Tableau.VI.7. Augmentation des sections d'armature pour le Mur	148
Tableau VI.8. Vérification des contraintes pour le Mur après augmentation des sections d'armature	148

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées. Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

C'est précisément dans un cadre pédagogique, pour nous et pour rendre accessible au plus grand nombre de futures d'étudiants l'essentiel des méthodes de calcul d'un bâtiment et leurs modes opératoires et pour leur donner la possibilité de mieux appréhender cette discipline en général, que ce mémoire a été conçu et réalisé.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la conception architecturale, à l'étude de la structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment usage d'habitation en (R+6+2 entre sol) à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS).

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

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

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

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant notre projet de fin d'étude est un bâtiment en R+5 et 2 entre sol à usage d'habitation (construction de 90logements), cette ouvrage est de moyenne importance donc il est appartient au groupe d'usage 2, Il est implanté au niveau du territoire de la wilaya de Bejaïa lieu dit IBOURASSEN , OUED GHIR, qui est classée par le RPA99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa), le site est considéré comme sol ferme (S2) dont la contrainte admissible est $\sigma=2$ bars

I.2.1Caractéristiques de la structure

Les caractéristiques géométriques de notre structure sont les suivantes :

- Hauteur totale de l'ouvrage : 29.56 m.
- Hauteur de RDC : 3.06m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Hauteur du 5^{eme} étage niveau duplex 1 :3.06m.
- Hauteur du 5^{eme} étage niveau duplex 2 :4.06 m.
- Hauteur du entre sol 1 :3.06m.
- Hauteur du entre sol 2 :4.08m.
- Dimension projetée selon l'axe x-x' : 26.80m.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : 20.95m.

I.2.2 Système de contreventement

En se basant sur l'article (3-4-A-1-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone IIa, nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction. Selon toujours le même article ; les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales quant aux charges horizontales, elles sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.3 les éléments de l'ouvrage

I.2.3.1 Les éléments structuraux

- ❖ **Les poutres** : cet sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.

- ❖ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- ❖ **Les voiles** : Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix de nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.2.3.2 Les éléments secondaires

- ❖ **Les planchers** : ce sont des aires-généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - ✓ **Les planchers en corps creux** : pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
 - ✓ **Les planchers en dalle pleines** : ce sont des éléments plans, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour cette structure le RDC ainsi que les balcons, les paliers des escaliers seront en dalle pleine.
- ❖ **la cage d'escalier** : elle permet l'accès du RDC jusqu'au dernier étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire.
- ❖ **Local d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.
- ❖ **L'acrotère** : est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.2.3.3 Les éléments de remplissages

- ❖ **La maçonnerie**
 - **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à double parois dont l'épaisseur (10+15) cm séparés par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
 - **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm, leur fonction principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.
- ❖ **Les revêtements** : les revêtements de la structure sont constitués par :
 - ✓ Du carrelage de 2cm pour les planchers courants.
 - ✓ De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
 - ✓ De mortier pour les murs de façade.

I.2.3.4 L'infrastructure

- **Les fondations** : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol ;
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol ;

✓ Limiter les tassements

- **Les voiles périphériques :** en se basant sur l'article (10.1.2) du RPA99V 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fonctions (semelles, radier...) et le niveau de base. D'où nécessiter d'un mur adossé pour le cas les entre sol vus la poussé des terres.

I.3 Règlements et normes utilisées

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99/ Version 2003).
- Code du Béton Armé (CBA93).
- Règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR-BC2.2).

I.4 Etats limites de calculs

C'est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites différents : l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage, il y a trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

• Hypothèses de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles relatives au calcul classique ; à savoir :

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - ✓ $\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ → En flexion.
 - ✓ $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ → En compression simple.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 %.

- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure. I.1).

b) Etat limite de service (ELS)

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées. Son dépassement implique un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, On distingue trois états limites :

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

• Hypothèses de calcul à l'ELS

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

• Règle des trois pivots

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

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

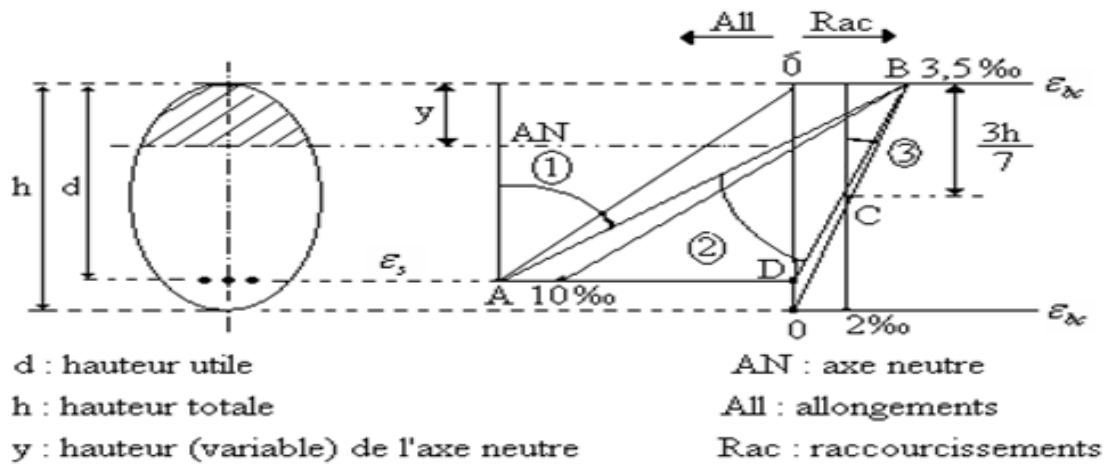


Figure I.1. Règle des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2593 \times d$
- Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

I.5. Action et sollicitations de calcul

I.5.1 Les actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées et aux déformations imposées à la structure, on distingue :

a) Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

b) Les actions variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- Effet de température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanentes appliquées au cours d'exécution.

c) Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

- Séismes.
- Explosions.
- Chocs.

I.5.2 Les Sollicitations de calcul et combinaisons d'action

Les sollicitations de calcul sont des efforts internes (normaux et tranchants) et des moments (de flexion et de torsion), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

- **Les Sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELU de résistance**

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables à la justification de l'élément.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables à la justification de l'élément.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Y_0, y_1 et y_2 : Coefficients relatifs aux charges d'exploitation

- **Combinaisons fondamentales** (Art A.3.3.21 BAEL91)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer la combinaison suivante :

$$1.35G_{max} + G_{min} + g_{Q1} \cdot Q_1 + S1.3 y_{0i} \cdot Q_i$$

Expression dans laquelle g_{Q1} vau x 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants ;

- La température
- Les charges d'explications étroitement bornées ou de caractère particulier.
- Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

- ✓ **Situations accidentelles**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + y_{11} \cdot Q_1 + S y_{2i} \cdot Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle.

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

$y_{2i} \cdot Q_i$: valeur quasi permanente d'une autre action variable.

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

La combinaison d'action à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + S y_{0i} \cdot Q_i$$

- **Combinaisons d'actions données par le RPA99/ Version 2003**

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

- ✓ **Situations durables** : $\begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$

- ✓ **Situations accidentelles** : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ (pour les poteaux seulement)} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

I.6. Caractéristiques des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisi conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armée (CBA93 article A.2.1.1) les règlements en vigueur en Algérie.

I.6.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Ses principaux constituants sont :

▪ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

▪ Les granulats

Ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.
- Les granulats provenant de concassage des roches.

▪ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

I.6.1.1. Composition et dosage du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériaux utilisés, et de la qualité de béton recherché. En effet, les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent essentiellement de sa composition mais aussi des facteurs extérieurs (la température, l'humidité,).

La composition pour un (1m²) de béton est la suivante :

➤ 350kg/m ³	—————→	ciment de classe C.P. A 42.5
➤ 400 litres	—————→	sable de diamètre 0 à 5mm.
➤ 800 litres	—————→	gravier de diamètre 3/8 et 15/25mm.
➤ 175 Kg	—————→	eau de gâchage pour rapport E/C égale à 0,5.

I.6.1.2. Caractéristiques du béton**1. Résistance mécanique à la compression f_{cj}**

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux.

Pour $j \leq 28$ jours, cette résistance est donnée par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (} j \leq 28 \text{ jours) CBA93 (Art A.2.1.1.1)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \text{ Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (} j > 28 \text{ jours)}$$

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

2. Résistance à la traction f_{tj}

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

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

Comme $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$

3. Contrainte limite à l'ELU

La contrainte en compression est donnée par : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ BAEL91(Art. A.4.3.4)

Avec : θ dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1 : \text{Lorsque la durée probable d'application } 24\text{h.} \\ 0.9 : \text{Lorsque la durée probable d'application entre 1h et 24h.} \\ 0.85 : \text{Lorsque la durée probable d'application } 1\text{h.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

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

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

4. Contrainte limite à l'ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{CBA93(Art. A4.5.2)}$$

5. Diagramme des contraintes- déformations

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

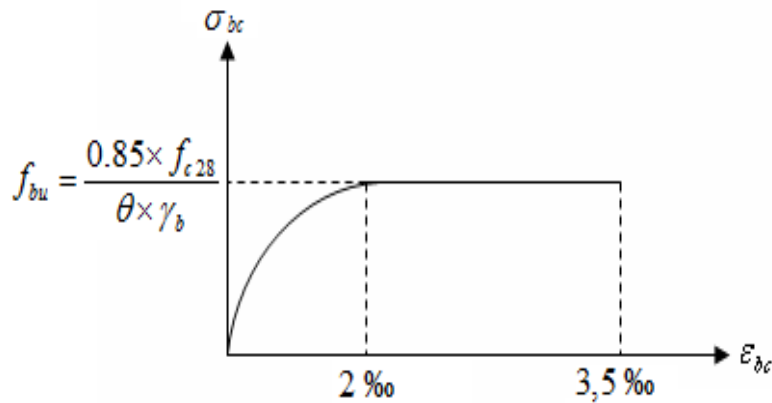


Figure. I.2. Diagramme contrainte-déformation pour le béton.

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

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

3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ $f_{bc} = 0,25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc}).$

$2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ $f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

6. Module de déformation longitudinale du béton

- Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à(j) jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ CBA93(Art. A.2.1.2.2)

- Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a : $\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$

7. Coefficient de Poisson

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

la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a} \text{ (Variation unitaire du côté de la section)}}{\frac{\Delta l}{l} \text{ (Raccourcissement unitaire)}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.3)}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

8. Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \quad \text{à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS} \end{cases}$$

9. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible τ_{adm} diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \tau_{adm} = \min\left(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\text{Fissuration nuisible ou très nuisible (F.N ou F.T.N) : } \tau_{adm} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

I.6.2 L'acier

I.6.2.1 Définition

L'acier est mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité.

I.6.2.2 Différents types d'aciers

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

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

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

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

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

• Treillis soudés :

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

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

I.6.2.3 Caractéristiques mécaniques des aciers

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.1.Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la Rupture (%)
Haute Adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

I.6.2.4 Diagramme des contraintes – déformations (acier)

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

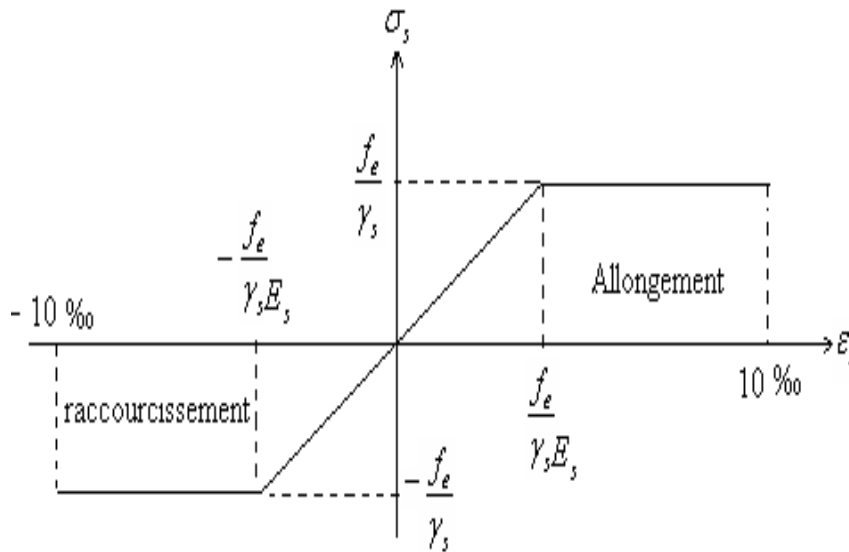


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations de calcul

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur:

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

I.6.2.5. Contrainte limite des aciers :

• Etat limite ultime (E.L.U)

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; ε_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour : une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{pour : une situation accidentelle.} \end{cases}$

• Etat limite de service (E.L.S)

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

La contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \text{ BAEL91 (Art. A.4.5)}$$

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

✓ Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{ij})} \right] [MPa] \text{ BAEL91(Art.A.4.5.33)}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.
- $\eta=1,3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.6.2.6. Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Tableau I.2.L l'enrobage des armatures

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Avec : C : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1) Cet enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

I.7 Conclusion

Au terme de ce chapitre ; nous retenons ce qui suit :

- L'étude du projet sera faite conformément aux règlements suivants :
 - RPA99/ Version 2003 (Règles Parasismique Algérienne).
 - CBA93 (Code du Béton Armé).
 - BAEL91 (Règles du Béton Armé aux Etats Limites).
 - DTR-BC2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$.
- Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.

II.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur tel que le : RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93...

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Les sections suivantes résument les détails de leurs pré-dimensionnement.

II.2.1. Planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Et nous avons opté pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- les balcons ;
- Panneau de dalle de l'étage courant ;
- Panneau de dalle de l'escalier ;
- Panneau de dalle du plancher terrasse inaccessible.

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches. Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

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



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

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 405 - 35 = 370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 16.44 \text{ cm}$$

-  h_t : hauteur du corps creux.
-  h_0 : hauteur de la dalle de compression.

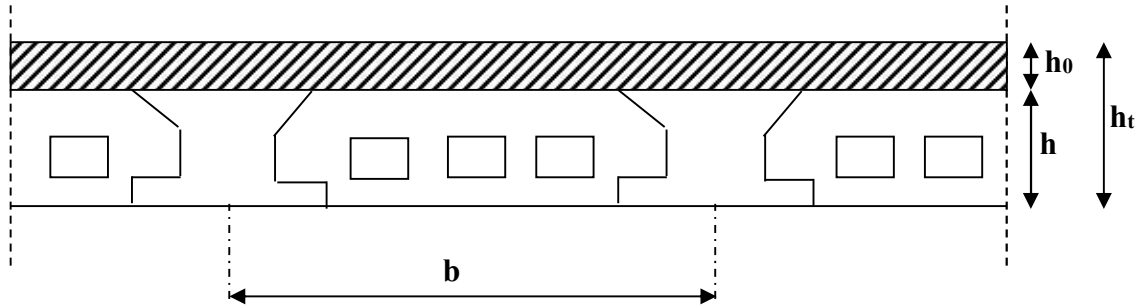


Fig. II.1 : Coupe du plancher à corps creux

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20\text{cm}$.

Avec :

$h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

II.2.1.2. Les Poutrelles

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (0,4 \times 20, 0,8 \times 20)\text{cm}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 16)\text{cm}$$

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

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \dots\dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \text{ Distance entre deux nervures successives}$$

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de poutres secondaires

$$L_y = 335 - 35 = 300\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 300/10)$$

$$b_1 \leq \min (27,5 ; 30)$$

$b_1 = 27,5\text{cm}$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65$$

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

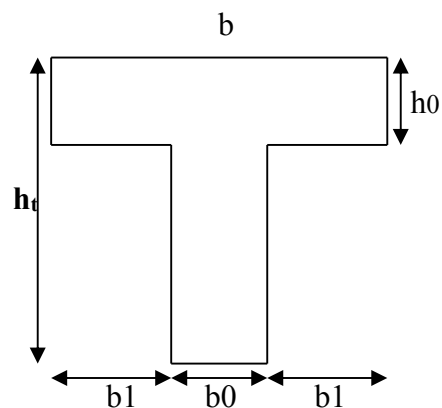


Fig. II.2 : Schema d'une poutrelle

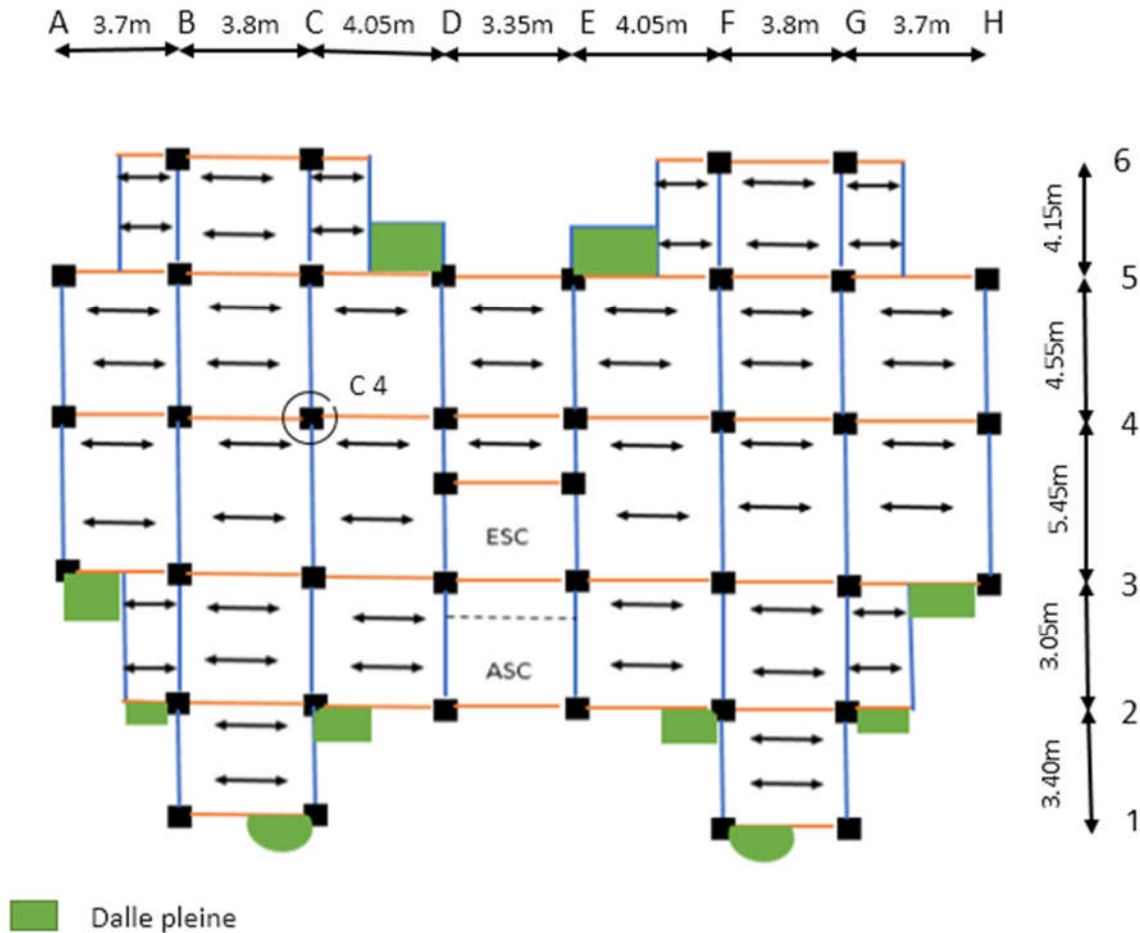


Fig. II.3 : Disposition des poutrelles

II.2.1.3. Les dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a) Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

Avec : L_x est la plus petite portée.

b) Critère de coupe-feu

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

- Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

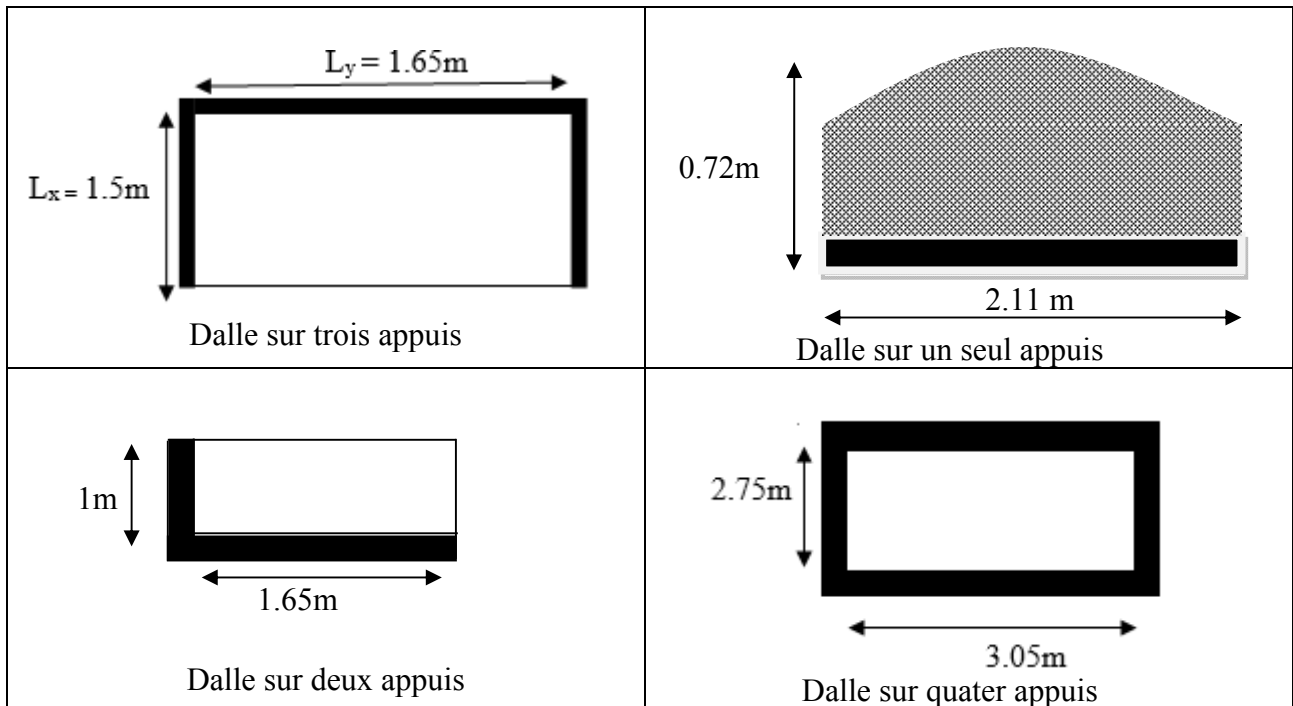


Fig. II.4 : Coupe de la dalle pleine

On pré dimensionne dans chaque type de dalle la plus défavorable tel que :

- ❖ **Dalle sur 3 appuis :** $\begin{cases} L_x = 1,5m \\ L_y = 1,65m \end{cases}$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3cm \leq e \leq 3,75cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : **e = 12cm**

- ❖ **Dalle sur 2 appuis :**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{100}{35} \leq e \leq \frac{165}{30}$$

$$2,85cm \leq e \leq 5,5cm$$

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

On adopte : **e = 12cm**

Remarque :

D’apprêt le calcul les dalle sur 1 et 4 appuis on adopte :

$e \geq 11cm$ Pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

Donc : **e = 12cm**

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers et murs

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

II.2.2.1. Plancher terrasse

➤ Plancher terrasse inaccessible

Tab II.1 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Épaisseurs (cm)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	4	20	0,8
Multicouche d'étanchéité	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2.2
Isolation thermique	4	0,25	0,01
Plancher corps creux (16+4)	20	14	2,85
Enduit en mortiers	1,5	18	0,27
Total			$\Sigma = 6.25$

$G_{ti} = 6.25 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

II.2.2.2. Plancher étage

Tab II.2: évaluation des charges des planchers étages courants

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons légères de séparation	10	10	1
Revêtement en Carrelage	2	20	0,40
Mortier de pose	2	20	0,40
Plancher corps creux (16+4)	20	14,25	2,85
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Lit de sable	2	18	0,36
Totale			$\Sigma = 5,21$

$G_{ét} = 5,21 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant au plancher étage.

$Q_{ét} = 1,5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à l'étage d'habitation (DTR BC2-2).

II.2.2.3. Dalles pleines

Tab II.3 : évaluation des charges des planchers dalles pleines

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Dalle pleine	12	25	3
Mortier de pose	2	20	0,40
Sable fin	3	18	0,54
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
Totale			$\Sigma = 4.61$

$G_d = 4.61 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la dalle pleine.

$Q_{ba} = 3,5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant au balcon (DTR BC2-2).

II.2.2.4. Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses)

Tab II.4: évaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1,5	10	0,27
Briques creuses	10	10	1
Lame d'air	5	0	0,00
Briques creuses	10	10	1
Enduit de ciment	2	18	0,36
Totale			$\Sigma = 2,67$

$G_m = 2,67 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant aux murs extérieurs.

II.2.3. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre et une force horizontale due au séisme. Dans notre cas on distingue un acrotère de la terrasse inaccessible.

❖ Evaluations des charges et surcharges

a. Acrotère de la terrasse inaccessible (toiture), noté $A_{toiture}$

Soit S la section de l'acrotère ;
 $S = 0,6 \times 0,1 + (0,12 + 0,05) \times 0,15 / 2$
 $S = 0,0727 \text{ m}^2$

➤ Charge Permanente

▪ Poids propre

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0,0727 \times 1$$

$$G = 1,82 \text{ KN/ml}$$

▪ Enduit de ciment

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,82 + 0,4 = 2,22 \text{ KN/ml}$$

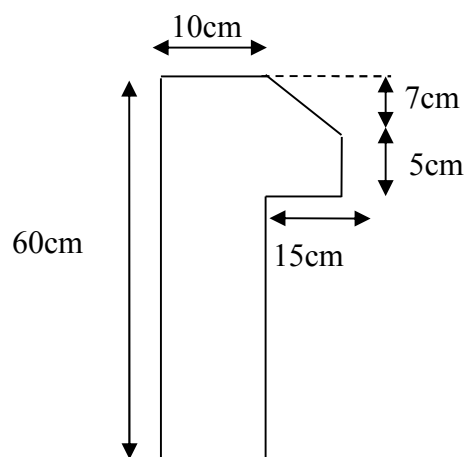


Fig. II.5: l'acrotère

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$
- La charge sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone II_a, $A=(0,15)$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

❖ Pour l'acrotère : $H=60 \text{ cm}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,22$$

$$F_p = 1,066 \text{ KN}$$

II.2.4. Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

H_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche.

II.2.4.1. Escalier type 1

- Escalier du RDC1 et 1^{er} étage au 5^{ème} étage : (escalier droit à deux volées)

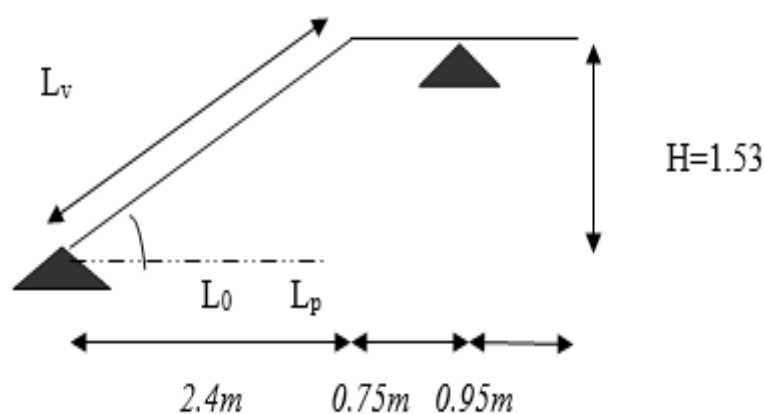


Fig. II.6 : schéma statique d'escalier droit

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

$$0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64 \text{ m}$$

$$\text{Or : } \begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} & \text{Nombre de contre marches.} \\ h = \frac{H_0}{n} & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

Remplaçant dans l'équation précédente on trouve :

$$0.64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0$$

Escalier du 1^{er} étage au 5^{ème} étage :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.4) \times n + 2 \times 1.53 = 0 \Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche (n - 1)

Nombre de marche (n-1) = 8

$$g = L/n-1 = 240/8 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 153/9 = 17\text{cm}$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = B + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 0.75 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 3.596\text{m.}$$

$$\frac{359.62}{30} \leq e \leq \frac{359.62}{20}$$

$$\Rightarrow 11.99 \leq e \leq 17.98\text{cm} \text{ Soit } e = 15\text{cm.}$$

$$\text{Tag } \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

II 2.4.2 Escalier type 2 : Escalier balancé (duplex)

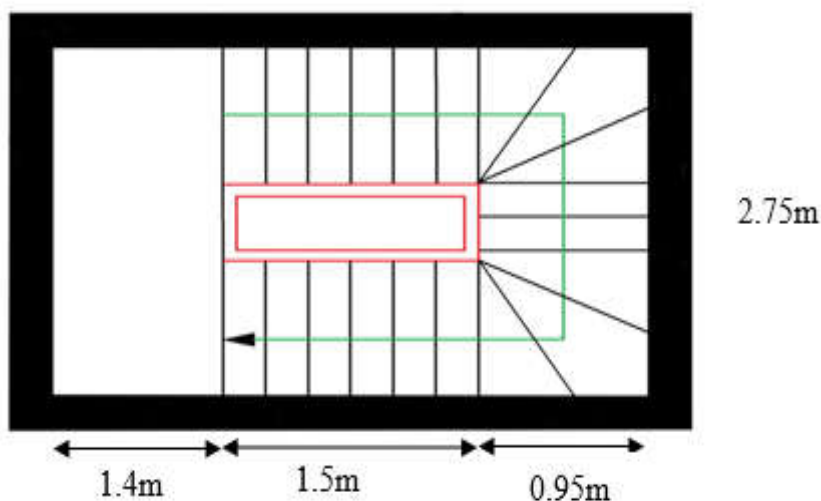


Figure. II.7 Coupede l'escalier balancé.

On appliquant la même méthode, on aura les résultats résumés dans les tableaux suivants :

• 1^{er} volée :

H(m)	h (cm)	N	g (cm)	L ₀ (m)	l _p (m)	L(m)	α	E (cm)
1.02	17	6	30	1.5	1.4	3.21	34.22	15

• 2^{eme} volée :

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L(m)	α	E (cm)
0.17	17	1	30	0.6	0.62	15.33	15

• 3^{eme} volée :

H(m)	h (cm)	n	g (cm)	L ₀ (m)	L(m)	α	E (cm)
0.68	17	4	30	1.5	1.65	42.27	15

Evaluation des charges et- surcharges

➤ Charge de la volée type1 :

Tab II.5: évaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G= e γ" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/G	22	0.249
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02*h/G	20	0.226
Marches	h/2	22	1.87
Paillasse	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.332
			Σ = 7.27

- Charge permanente totale est estimée à : **G = 7.27 KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

➤ Charge de la volée type2 :

Tableau II.6. Evaluation des charges dans les volées

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumiques "γ" (KN/m³)	Poids"G" (KN/m²)		
				volée 1	volée 2	volée 3
1	Paillasse	0.15	25	3.75	3.75	3.75
2	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4	0.4	0.4
3	Mortier de pose vertical	0.02*h/G	20	0.21	0.22	0.27
4	Revêtement Horizontal	0.02	22	0.4	0.4	0.4
5	Revêtement vertical	0.02*h/G	22	0.25	0.25	0.25
6	Poids des marches	h/2	22	1.87	1.87	1.87
7	Enduit en plâtre	0.02/cosα	14	0.34	0.29	0.38
Charge permanente totale				7.22	7.18	7.32

➤ Charge du palier

Tab II.7: évaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m³) "γ"	Poids "G= e . γ " (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
			Σ = 4,41

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 4,41KN/m²**.
- La charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1. Poutres

II.3.1.1 Poutres principales : elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant les conditions suivantes : $L/15 \leq h \leq L/10$ et $0,4h \leq b \leq 0,7h$

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 545 - 35 = 510$ cm)
- b : la largeur de la poutre.

D'où: $L_{\max} = 510$ cm. $\Rightarrow 34$ cm $\leq h \leq 51$ cm

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **$b = 30$ cm et $h = 40$ cm**

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

- $b \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $h/b = 45/35 = 1.28 < 4$ condition vérifiée.

II.3.1.2. Poutres secondaires : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par le critère de flèche qui est :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L : portée maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 405 - 35 = 370$ cm)

$$L_{\max} = 370 \text{ cm} \Rightarrow 24,66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm.}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **$b = 30$ cm et $h = 35$ cm.**

• **Vérifications selon RPA 99 /2003**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1,16 \leq 4.00 \end{cases}$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.1.3. Poutre de chaînage : Les poutres de chaînage sont au niveau de l'entre sol jusqu'à 5^{ème}, dans la travée 3.05m et 4.15m

$$L_{\max} = 4.15 - 0,3 = 3,85 \text{ m}$$

$$25.66 \text{ cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 30 \text{ cm ; } b = 25 \text{ cm}$$

II.3.2. Poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99/2003.

Les sections des poteaux prises sont :

- Entre sol, RDC : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- 1^{er} à 4^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- 5^{ème} étage et duplex : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.2.1. La descente de charge

Du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que certains de nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations. Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à 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.

La loi de dégression

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 toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage : Q
 Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9 Q$
 Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8 Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

La descente de charge va se faire pour le poteau car c'est celui qui présente la configuration la plus défavorable en se référant à la surface afférente.

On effectuera la descente de charges pour 1 Poteaux, un a une grande surface afférente,

Poteau C4 :

Surfaces afférentes étage :

- S1 = 3.98 m²
- S2 = 3.72 m²
- S3 = 4.51 m²
- S4 = 4.82 m²
- S_T=17.03m²

Calcul des charges permanentes et d'exploitations pour le poteau C4 :

Terrasse :

$G_{\text{Plancher}} = 6.25 (11.58) = 72.38 \text{ KN}$
 $G_{\text{Poutres}} = 25 (0.4 \times 0.3 (1.2 + 2.575) + 0.35 \times 0.30 (1.875 + 1.75)) = 20.84 \text{ KN}$
 $Q_0 = 1 \times 11.58 = 11.58 \text{ KN}$

Surfaces afférentes terrasse :

- S1 = 2.25m²
- S2 = 4.82 m²
- S3 = 4.51 m²

S=11.58 m²

Le tableau suivant récapitulées les résultantes de la descente charge

Tableau II.8 : Descente de charge pour le poteau (C4)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N9	Plancher Corps creux	72.38	11.58
	Poutres	20.84	
	Poteaux	11.27	
	Σ	104.48	
	N9	104.48	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	25.55

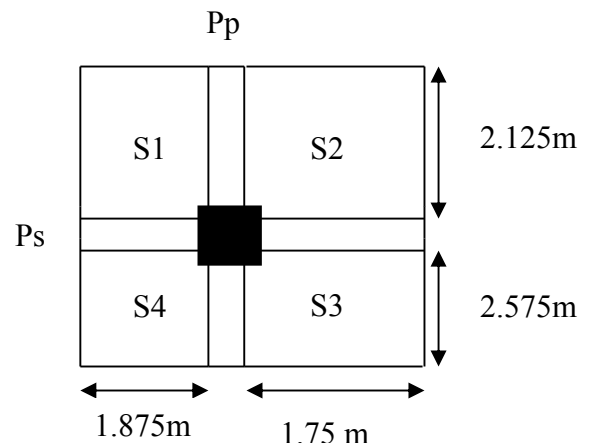


Fig. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce docu... surface afférente du poteau C4

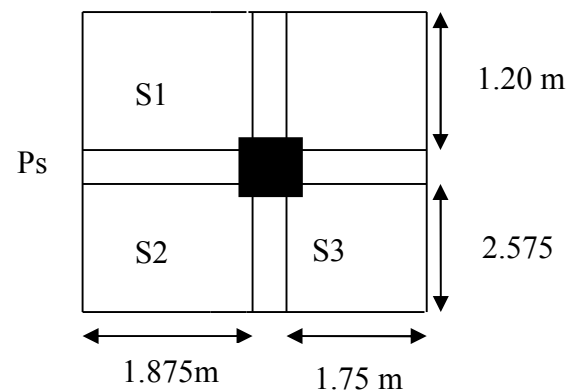


Fig. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. . 9.Surface

N8	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	224.97	37.13
N7	N8	224.97	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	48.55
	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	345.46	60.13
N6	N7	345.46	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	68.99
	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	465.95	80.57
N5	N6	465.95	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	86.87
	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	586.44	98.45
N4	N5	586.44	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	101.02
	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	706.93	112.6
N3	N4	706.93	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	114.98
	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	827.42	126.56
N2	N3	827.42	11.58
	Plancher Corps creux	88.72	127.7
	Poutres	23.62	
	Poteaux	8.15	
	Σ	947.91	139.28
N1	N2	947.91	139.28
	Plancher Corps creux	88.72	42.58
	Poutres	23.62	
	Poteaux	11.27	
	Σ	1071.52	181.86

Donc : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1071.52) + 1.5(181.86) = 1719.33K$

$N_u = 1719.33 KN$

II.3.2.2. Vérifications

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99/2003

a- Critère de résistance

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que :

Avec : $\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$

N_u : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : **$B = b \cdot h$** .

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

b- Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier la condition suivant

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_{rcal} \geq \frac{BN_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times A \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.025) \cdot (h - 0.025)$ (m²).

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **$A / B = 1\%$**

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement définie par ; **$\lambda = L_f / i_{min}$** .

Avec : L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 \cdot l_0$ où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{12}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 \sqrt{12}}{h}$$

- Si : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

c- Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes en zone II_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25cm \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ Où } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Vérification du poteau du entre sol :

➤ **vérification selon le critère de résistance :**

Calcul de l'effort normal ultime

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1719.33$ Selon le CBA93 (article B.8.1, 2)

$N_u = 1719.33$ KN

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} \text{ Avec } B: \text{ Section transversale du poteau tel que : } B = b \times h.$$

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1719.33 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$B \geq 0.121m^2$$

On a $B = 0.35 \times 0.35 = 0.1225 m^2$

$B=0.1225 \text{ m}^2 \leq 0.121 \text{ m}^2$: Résistance non vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau (C4) :

Tab II.9 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu	Sections (cm ²)	Condition $B \geq B$ calculé		observation
			B	B calculé	
entre-sol 2	1.71934	40×40	0.16	0.121	Vérifiée
entre-sol 1	1.4886	40×40	0.16	0.104	Vérifiée
RDC	1.30686	35×35	0.1225	0.092	Vérifiée
1 ^{er} étage	1.12326	35×35	0.1225	0.079	Vérifiée
2 ^{eme} étage	0.93937	35×35	0.1225	0.066	Vérifiée
3 ^{eme} étage	0.73774	35×35	0.1225	0.052	Vérifiée
4 ^{eme} étage	0.55657	35×35	0.1225	0.039	Vérifiée
5 ^{eme} étage (duplex 1)	0.35940	30×30	0.09	0.025	Vérifiée
5 ^{eme} étage (duplex 2)	0.15842	30×30	0.09	0.011	Vérifiée

➤ vérification selon le critère de stabilité de forme :

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

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

h_0 : Longueur du poteau.

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

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

Vérification au flambement pour le poteau de enter sol 2 :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.68 = 2.576\text{m}$$

$$B = 0.4 \times 0.4 = 0.16\text{m}^2$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.12\text{m}$$

$$\lambda = \frac{3.68}{0.12} = 30.66 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.74$$

$$\alpha = 0.74$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_{r\text{ cal}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{C28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r\text{ cal}} \geq \frac{N_u}{0.74 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.12\text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (40 - 2.5) \times (40 - 2.5) = 0.141\text{m}^2$$

$$B_r = 0.141\text{m}^2 > B_{r\text{ cal}} = 0.12\text{m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

➤ vérification selon les règles du RPA99/2003 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\begin{cases} \min(a, h) \geq 25\text{cm}. \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{cases} \quad \text{Où } h_e : \text{ hauteur d'étage}$$

❖ Vérification du poteau du plancher terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} \min(30, 30) \geq 25\text{cm}. \\ \min(30, 30) \geq \frac{368}{20} = 18.4\text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \end{cases} \quad \text{les conditions du RPA sont vérifiées}$$

II.3.3. Les voiles

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux. Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

Avec :

- h_e : Hauteur libre d'étage.
- e : Epaisseur du voile.
- L : Longueur du voile.

✓ **Le pré dimensionnement des voiles pour l'entre sol :**

On a:

$h = 368$ cm;

$e_{\text{plancher}} = 20$ cm.

$h_e = 408 - 40 = 368$ cm.

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

$e \geq \max \left[\frac{368}{20} ; 15 \right]$

$e \geq \max [18.4 ; 15]$

$e \geq 18.4$ cm.

On opte pour : $e = 20$ cm

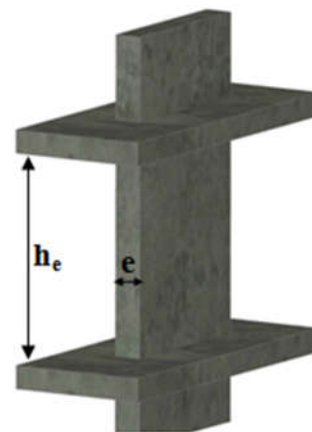


Figure II. 10. Illustration d'un voile en élévation.

✓ **Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant**

Tab II.10: pré dimensionnement des voiles

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$
entre sol 2	3.68	0.184
entre sol 1	2.66	0.133
RDC 1	2.66	0.133
Etage courant	2.66	0.133

- On opte pour une épaisseur de **15cm** pour tout l'étage de notre structure.
- On opte pour l'entre sol 2 de **20 cm**

II.4.Conclusion

Le pré dimensionnement se fait en guise d'un avant projet en répondant aux exigences données par le RPA99 addenda 2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

Les éléments non structuraux ont été pré dimensionnés comme suit :

- ✓ L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à **(16+4) cm**.
- ✓ L'épaisseur des dalles pleines adoptée est de **15cm** pour les paliers de repos d'escaliers, et de **12cm** pour les cas suivants :
 - les balcons ;
 - Panneau de dalle de l'étage courant ;
 - Panneau de dalle du plancher terrasse inaccessible.

Et pour le pré dimensionnement des éléments structuraux tel que :

- ✓ Les voiles : avec une épaisseur de **20cm** pour l'entre sol 2 et de **15 cm** pour le reste des voiles de notre structure.
- ✓ les poutres : la section adoptée est de **(30×40) cm²** pour les poutres principales et **(30×35) cm²** pour les poutres secondaires.
- ✓ Les poteaux ont été pré dimensionnés à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,) ; ces poteaux doivent répondre aussi au critère de stabilité de forme exigé par le RPA. Les dimensions des poteaux ont été alors fixées à :

Entre sol 1, Entre sol2 : $(h \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

RDC ,1^{er} étage : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

2^{ème} et, 3^{ème}4^{ème} étage : $(h \times b) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

5^{ème} étage et duplex 2 : $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers... etc.).


Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis, détermination de la section de l'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003...).


Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- La dalle d'ascenseur ;
- Les poutres de chaînage ;
- L'acrotère ;
- Les escaliers.

III.2. Etude des planchers

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

 **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.

 **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Plancher à corps creux : il est constitué de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1 : Etude des poutrelles :

- Méthodes de calculs :

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

a) Méthode forfaitaire :

- Conditions d'application :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- Conditions d'application de la méthode forfaitaire : il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

- Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

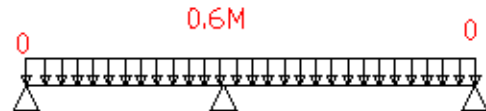
-Moment sur appuis :

- Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

-Appuis intermédiaires :

- Poutres à deux travées :

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$



- Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

-Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

- Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondu même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ❖ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ❖ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique)} + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

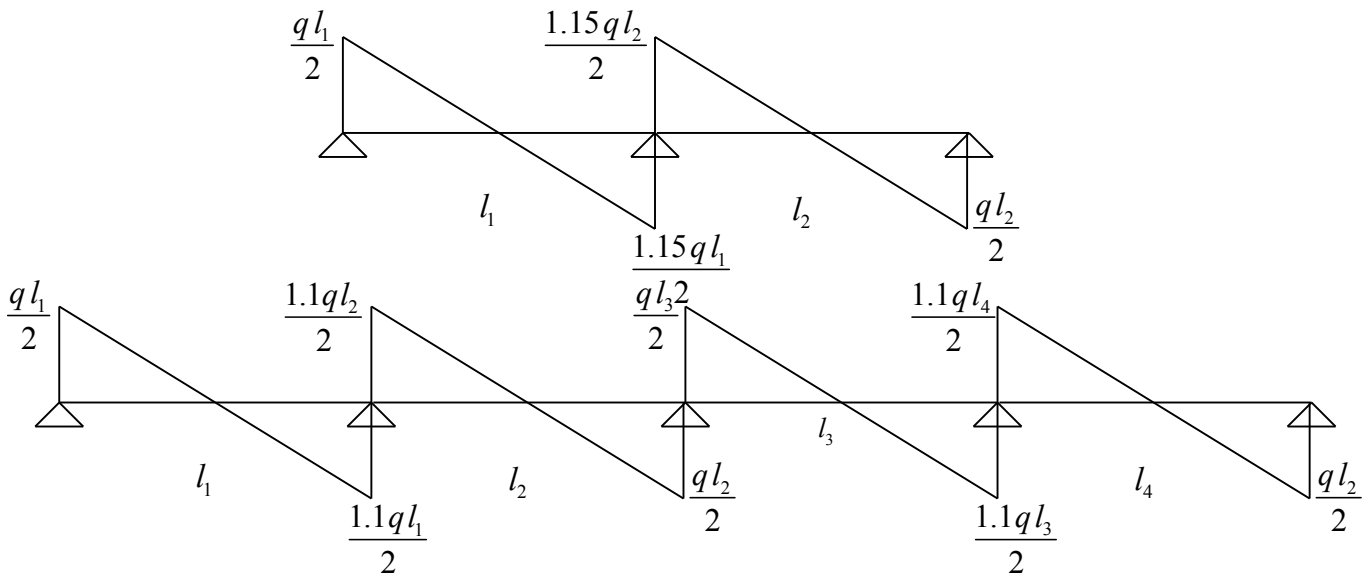


fig. III.1 : Evaluation des efforts tranchants.

b) Méthode de CAQUOT :

- Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

-Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- Moment en appuis :

$$M_i = \frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

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

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

- Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

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

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

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

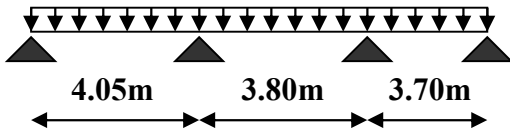
- L'effort tranchant :

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

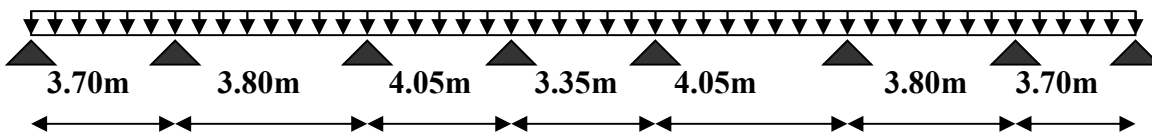
III.2.2 : Les différents types des poutrelles :

Plancher entre sol :

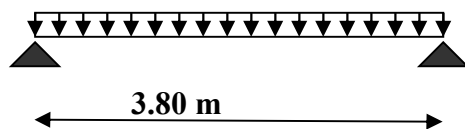
Type 1 :



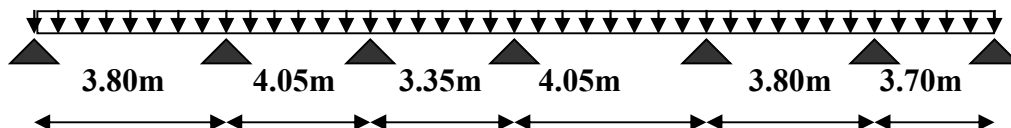
Type 2 :



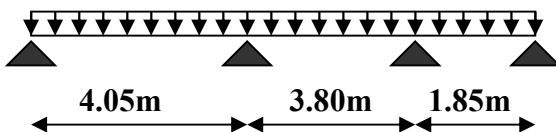
Type 3 :



Type 4 :

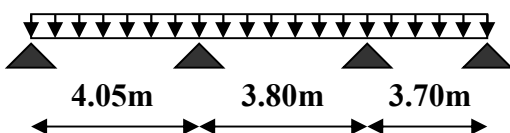


Type 5 :

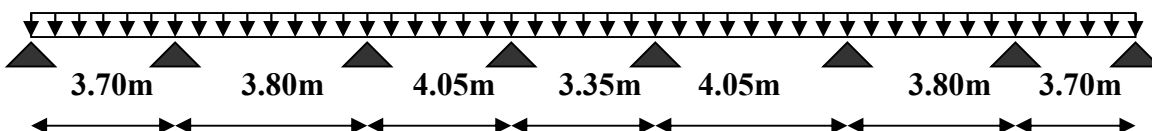


Plancher étage courant :

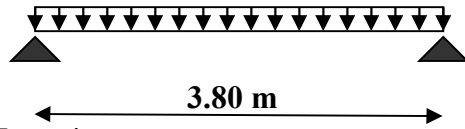
Type 1 :



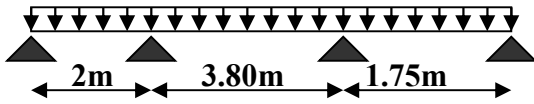
Type 2 :



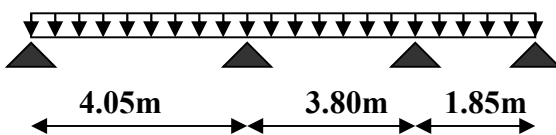
Type 3 :



Type 4 :

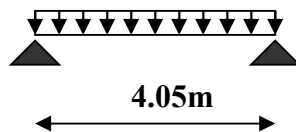


Type 5 :

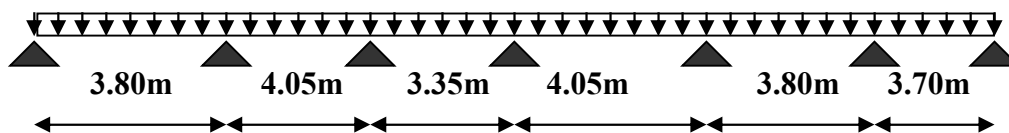


Plancher terrasse :

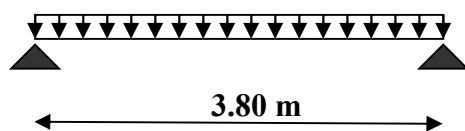
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



III.2.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible** : $G = 6.25 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.46 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (G + Q) \times b = (6.25 + 1) \times 0.65 = 4.71 \text{ KN/ml}$
- **Plancher étage courant** : $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 $q_u = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.03 \text{ KN/ml}$
 $q_s = (5.21 + 1.5) \times 0.65 = 4.36 \text{ KN/ml}$

➤ **Etude du plancher entre sol :**

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 .$$

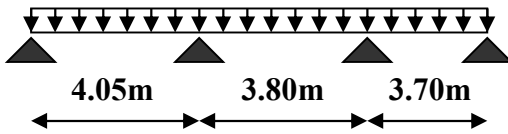
▪ **Calcul à l'ELU :**

La poutrelle reprend la charge sur une distance de 0.65m.

$$q_u = 0.65 \cdot (1.35G + 1.5Q) = 6.03 \text{KN/m}$$

$$q_s = 0.65(G+Q) = 4.36 \text{KN/m}$$

TYPE1 :



Plancher étage courant : $G=5,21\text{KN/m}^2$; $Q=2,5\text{KN/m}^2$

1. $Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 2,5\text{KN/m}^2 \leq \min(10,42, 5\text{KN/m}^2)$vérifiée.
2. $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \geq 4.05/3.8=1,065 \leq 1.25$ vérifiée.
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées.....vérifiée.
4. Fissuration peu nuisible (F.P. N)vérifie

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.03 \times 4.05^2}{8} = 12.36 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.8^2}{8} = 10.88 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.7^2}{8} = 10.31 \text{KN.m}$$

- **Moments sur les appuis**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(12.36, 10.88) = -6.18 \text{KNm}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(10.88, 10.31) = -5.44 \text{KNm}$$

- **Les moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.21} = 0.22 \quad ; (1 + 0.3 \alpha) = 1.07 \quad ; \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.63 \quad ; \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.53$$

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -6.18 \text{KNm}$; $M_A = 0 \text{KN.m}$; $M_0 = 12.36 \text{KN.m}$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. = \max(1.07, 1.05) M_0 = 1.07 M_0$$

$$M_t + \frac{0 + 6.18}{2} \geq 1.07 \times 12.36 \Rightarrow M_t \geq 10.13 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 12.36 \Rightarrow M_t \geq 7.82 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 10.13 \text{KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

Avec : $M_C = -5.44 \text{KNm}$; $M_g = M_B = -6.18 \text{KN.m}$; $M_0 = 10.88 \text{KN.m}$

$$M_t + \frac{5.44 + 6.18}{2} \geq 1.07 \times 10.88 \Rightarrow M_t \geq 5.83 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 10.88 \Rightarrow M_t \geq 5.79 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 5.83 \text{KN.m}$$

Travée C-D : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

Avec : $M_d = M_D = 0 \text{KNm}$; $M_g = M_C = -5.44 \text{KN.m}$; $M_0 = 10.31 \text{KN.m}$

$$M_t + \frac{5.44 + 0}{2} \geq 1.07 \times 10.31 \Rightarrow M_t \geq 8.31 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 10.31 \Rightarrow M_t \geq 6.53 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 8.31 \text{KN.m}$$

• **Les efforts tranchants :**

Travée-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{6.03 \times 4.05}{2} \Rightarrow V_A = 12.21 \text{KN}$$

$$V_B = 1.1 \times \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times \frac{6.03 \times 4.05}{2} \Rightarrow V_B = -13.43 \text{KN}$$

$$V_B = 1.1 \times \frac{Pu \times l_2}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times \frac{6.03 \times 3.8}{2} \Rightarrow V_B = 12.60 \text{KN}$$

Travée-C :

$$V_C = -1.1 \times \frac{Pu \times l_2}{2} \Rightarrow V_C = -1.1 \times \frac{6.03 \times 3.8}{2} \Rightarrow V_C = -12.60 \text{KN}$$

$$V_C = 1.1 \times \frac{Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_C = 1.1 \times \frac{6.03 \times 3.7}{2} \Rightarrow V_C = 12.27 \text{KN}$$

Travée-D :

$$V_D = -\frac{Pu \times l_3}{2} \Rightarrow V_D = -\frac{6.03 \times 3.7}{2} \Rightarrow V_D = -11.15 \text{KN}$$

▪ **Calcul à L'ELS**

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

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.36 \times 4.05^2}{8} = 8.94 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.8^2}{8} = 7.87 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{p_s \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.7^2}{8} = 7.46 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis : $M_A = M_D = 0$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(8.94, 7.87) = -4.47 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times \max(7.87, 7.46) = -3.94 \text{ KNm}$$

• **Les moments fléchissant en travées**

Travée A-B : $M_d = M_B = -4.47 \text{ KNm}$; $M_g = M_A = 0 \text{ KN.m}$; $M_0 = 8.94 \text{ KN.m}$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{0 + 4.47}{2} &\geq 1.07 \times 8.94 \Rightarrow M_t \geq 7.33 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 8.94 \Rightarrow M_t \geq 5.66 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 7.33 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

$$M_d = M_C = -3.94 \text{ KNm} ; M_g = M_B = -4.47 \text{ KN.m} ; M_0 = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{4.47 + 3.94}{2} &\geq 1.07 \times 7.87 \Rightarrow M_t \geq 4.21 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 7.87 \Rightarrow M_t \geq 4.19 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 4.21 \text{ KN.m}$$

Travée C-D : $M_d = M_D = 0 \text{ KNm}$; $M_g = M_C = -3.94 \text{ KN.m}$; $M_0 = 7.46 \text{ KN.m}$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{3.94 + 0}{2} &\geq 1.07 \times 7.46 \Rightarrow M_t \geq 6.01 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 7.46 \Rightarrow M_t \geq 4.72 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 6.01 \text{ KN.m}$$

• **Les efforts tranchants**

$$\text{Travée A-B : } V_A = \frac{P_s \times l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{4.36 \times 4.05}{2} \Rightarrow V_A = 8.83 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times \frac{P_s \times l_1}{2} \Rightarrow V_B = -1.1 \times \frac{4.36 \times 4.05}{2} \Rightarrow V_B = -9.71 \text{ KN}$$

$$\text{Travée-C : } V_B = 1.1 \times \frac{P_s \times l_2}{2} \Rightarrow V_B = 1.1 \times \frac{4.36 \times 3.80}{2} \Rightarrow V_B = 9.11 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{P_s \times l_2}{2} \Rightarrow V_C = -1.1 \times \frac{4.36 \times 3.8}{2} \Rightarrow V_C = -9.11 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = 1.1 \times \frac{P_s \times l_3}{2} \Rightarrow V_C = 1.1 \times \frac{4.36 \times 3.7}{2} \Rightarrow V_C = 8.87 \text{ KN}$$

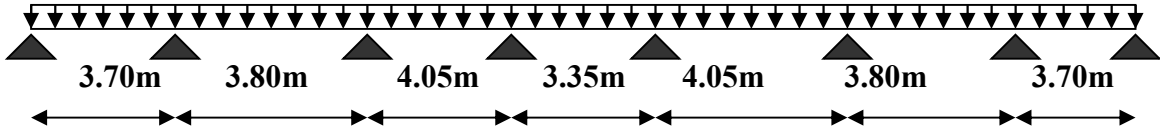
$$V_D = -\frac{P_s \times l_3}{2} \Rightarrow V_D = -\frac{4.36 \times 3.7}{2} \Rightarrow V_D = -8.07 \text{ KN}$$

III.2.4. Les sollicitations pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

TYPE 2 :

1- ELU

Tab.III.1. : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2(Plancher d'étage)



Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	6.03	10.32	0	-5.16	8.46	11.15	-12.27
B-C	3.80	6.03	10.88	-5.16	-4.35	6.87	12.60	-11.45
C-D	4.05	6.03	12.36	-4.35	-4.94	8.58	12.21	-12.21
D-E	3.35	6.03	8.46	-4.94	-3.38	4.89	10.10	-10.10
E-F	4.05	6.03	12.36	-3.38	-4.94	9.05	12.21	-12.21
F-G	3.80	6.03	10.88	-4.94	-5.44	6.45	11.46	-12.60
G-H	3.70	6.03	10.32	-5.44	0	8.32	12.27	-11.15

2- ELS:

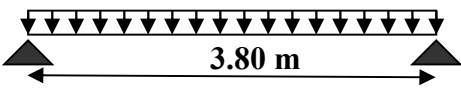
Tab.III.2: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2(Plancher d'étage)

Travée	L(m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	4.36	7.46	0	-3.73	6.11	8.07	-8.87
B-C	3.80	4.36	7.87	-3.73	-3.15	4.98	9.11	-8.28
C-D	4.05	4.36	8.94	-3.15	-3.58	6.20	8.83	-8.83
D-E	3.35	4.36	6.12	-3.58	-2.45	3.39	7.30	-7.30
E-F	4.05	4.36	8.94	-2.45	-3.58	6.55	8.83	-8.83
F-G	3.80	4.36	7.87	-3.58	-3.94	4.66	8.28	-9.11
G-H	3.70	4.36	7.46	-3.94	0	6.01	8.87	-8.07

TYPE 3 :

1- ELU

Tab.III.3: Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 Plancher terrasse



Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	6.46	11.66	0	0	11.66	12.27	12.27

Tab.III.4: Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 Plancher d'étage

Travée	L (m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	6.03	10.88	0	0	10.88	11.45	11.45

2- ELS

Tab.III.5: Les sollicitations à ELS , poutrelle type 3, Plancher terrasse

Travée	L (m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	4.71	8.50	0	0	8.50	8.95	8.95

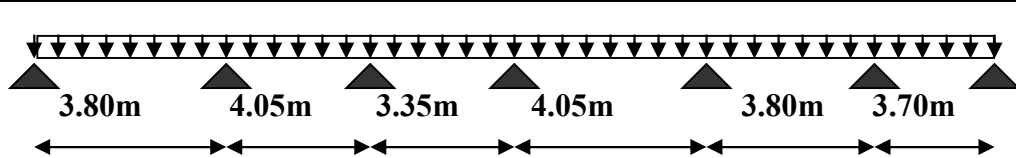
Tab.III.6: Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3, Plancher d'étage

Travée	L (m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	4.36	7.87	0	0	7.87	8.28	8.28

TYPE 4

1- ELU

Tab.III.7 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4 (entre sol)



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	6.03	10.88	0	-5.44	8.92	11.46	-12.60
B-C	4.05	6.03	12.36	-5.44	-4.94	8.03	13.43	-12.21
C-D	3.35	6.03	8.46	-4.94	-3.38	4.89	10.10	-10.10
D-E	4.05	6.03	12.36	-3.38	-4.94	9.07	12.21	-12.21
E-F	3.80	6.03	10.88	-4.94	-5.44	6.45	11.46	-12.60
F-G	3.70	6.03	10.32	-5.44	0	8.32	12.27	-11.15

2- ELS:

Tab.III.8 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4(entre sol)

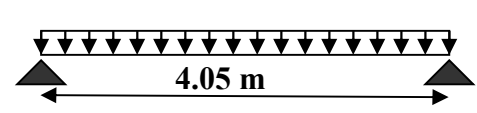
Travée	L(m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	4.36	7.87	0	-3.94	6.45	8.28	-9.11
B-C	4.05	4.36	8.94	-3.94	-3.58	5.81	9.71	-8.83
C-D	3.35	4.36	6.12	-3.58	-2.45	3.53	7.30	-7.30

D-E	4.05	4.36	8.94	-2.45	-3.58	6.55	8.83	-8.83
E-F	3.80	4.36	7.87	-3.58	-3.73	4.76	8.28	-9.11
F-G	3.70	4.36	7.46	-3.73	0	6.12	8.87	-8.07

TYPE 1 :

1- ELU

Tab.III.9: Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1 Plancher terrasse



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.05	6.46	13.25	0	0	13.25	13.08	13.08

2- ELS

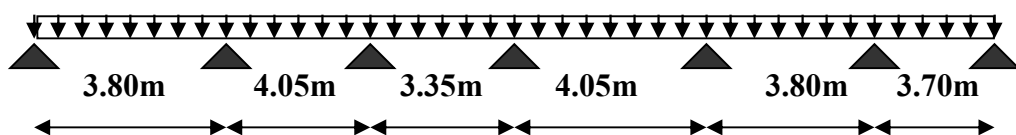
Tab.III.10: Les sollicitations à ELS , poutrelle type 1, Plancher terrasse

Travée	L (m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.05	4.71	9.66	0	0	9.66	9.54	9.54

TYPE 2 :

1- ELU

Tab.III.11 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2 terrasse



Travée	L(m)	q _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	6.46	11.66	0	-5.83	9.33	12.27	-13.5
B-C	4.05	6.46	13.25	-5.83	-5.3	8.35	14.38	-13.08
C-D	3.35	6.46	9.06	-5.3	-3.62	5.05	10.82	-10.82
D-E	4.05	6.46	13.25	-3.62	-5.3	9.45	13.08	-13.08
E-F	3.80	6.46	11.66	-5.3	-5.83	6.68	12.27	-13.5
F-G	3.70	6.46	11.05	-5.83	0	8.69	13.15	-11.95

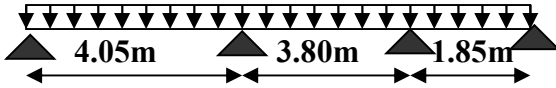
2- ELS:

Tab.III.12 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2 terrasse

Travée	L(m)	q _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.80	4.71	8.50	0	-4.25	6.8	8.95	-9.85
B-C	4.05	4.71	9.66	-4.25	-3.86	6.09	10.49	-9.54
C-D	3.35	4.71	6.61	-3.86	-2.64	3.69	7.89	-7.89
D-E	4.05	4.71	9.66	-2.64	-3.86	6.89	9.54	-9.54

E-F	3.80	4.71	8.50	-3.86	-4.25	4.87	8.95	-9.85
F-G	3.70	4.71	8.06	-4.25	0	6.34	9.58	-8.71

TYPE 5 ::



On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car : $(l_i/l_{i+1} = 3.8/1.85 = 2.05 > 1.25)$ on applique donc la méthode de **Caquot**.

-Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = \frac{q_g \times L'_g + q_d \times L'_d}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

q_g, q_d : étant le chargement à gauche (resp à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.05m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.8 = 3.04m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 1.85m$$

-Les moments aux appuis

A l'ELU

$$q_u = 6.03 \text{Kn/m}^2$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = \frac{6.03 \times (4.05^3 + 3.04^3)}{8.5 \times (4.05 + 3.04)} \Rightarrow M_B = -9.46 \text{kn.m}$$

$$M_C = \frac{6.03 \times (3.04^3 + 1.85^3)}{8.5 \times (3.04 + 1.85)} \Rightarrow M_C = -4.99 \text{kn.m}$$

A l'ELS

$$q_s = 4.36 \text{KNm}$$

$$M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = \frac{4.36 \times (4.05^3 + 3.04^3)}{8.5 \times (4.05 + 3.04)} \Rightarrow M_B = -6.84 \text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.36 \times (3.04^3 + 1.85^3)}{8.5 \times (3.04 + 1.85)} \Rightarrow M_C = -3.61 \text{KN.m}$$

-Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_x}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

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

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

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

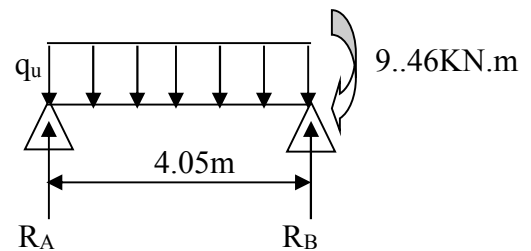
Travée AB

A ELU

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{4.05 \times 6.03} = 1.64m$$

$$M = \frac{6.03 \times 1.64 \times (4.05 - 1.64)}{2} - 9.46 \times \frac{1.64}{4.05}$$

$$M_{LAB}^{\max} = 8.086KNm$$



A ELS

$$x = \frac{4.05}{2} + \frac{(-6.84)}{4.05 \times 4.36} = 1.64m$$

$$M(1.93) = \frac{4.36 \times 1.64 \times (4.05 - 1.64)}{2} + (-6.84) \times \frac{1.64}{4.05}$$

$$M_{LAB}^{\max} = 5.85KNm$$

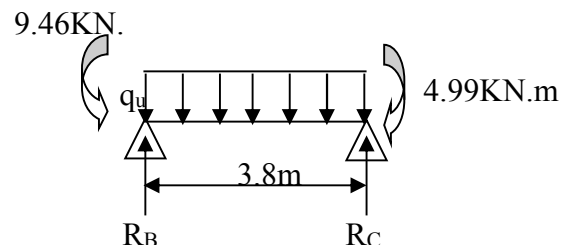
Travée BC

A ELU

$$x = \frac{3.8}{2} + \frac{(-4.99) - (-9.46)}{6.03 \times 3.8} = 2.09m$$

$$M(x) = \frac{6.03 \times 2.09 \times (3.8 - 2.09)}{2} + (-9.46) \times \left(1 - \frac{2.09}{3.8}\right) + (-4.99) \times \frac{2.09}{3.8}$$

$$M_{BC}^{\max} = 3.77KNm$$



A ELS

$$x = 2.09m$$

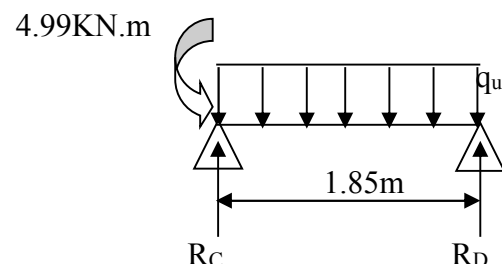
$$M_{BC} = 2.73KNm$$

Travée CD

A ELU

$$x = 1.37m$$

$$M_{CD}^{\max} = M(x = 1.37) = 0.69KN.m$$



A'ELS

$$x = 1.37m$$

$$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.37) = 0.5KN.m$$

- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L$$

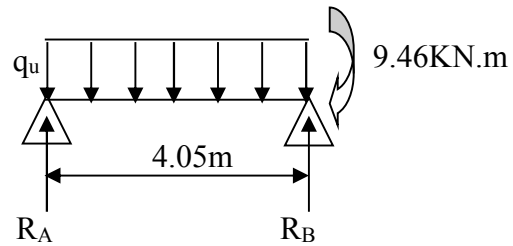
$$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$$

Travée AB

A'ELU

$$V_A = \frac{6.03 \times 4.05}{2} + \frac{(-9.46)}{4.05} = 9.87KN$$

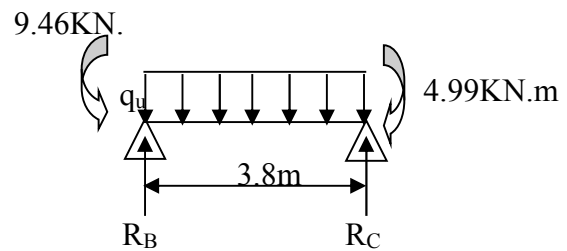
$$V_B = -\frac{6.03 \times 4.05}{2} + \frac{(-9.46)}{4.05} = -14.55KN$$



Travée BC

$$V_B = \frac{6.03 \times 3.8}{2} + \frac{(-4.99) - (-9.46)}{3.8} = 12.63KN$$

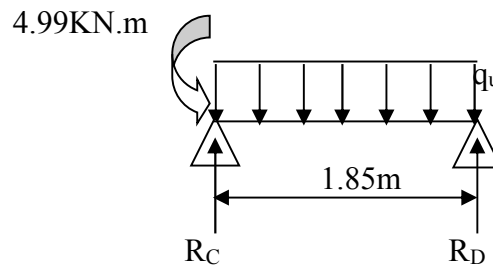
$$V_C = -\frac{6.03 \times 3.8}{2} + \frac{(-4.99) - (-9.46)}{3.8} = -10.28KN$$



Travée CD

$$V_C = \frac{6.03 \times 1.85}{2} + \frac{(-4.99)}{1.85} = 2.88KN$$

$$V_D = -\frac{6.03 \times 1.85}{2} + \frac{-(-4.99)}{1.85} = -2.88KN$$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

A'ELU

Tab.III.13 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 5(étage courant)

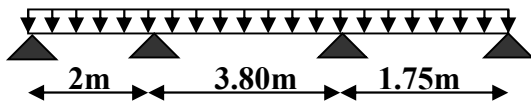
Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _i (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.05	6.03	0	-9.46	8.086	9.87	-14.22
B-C	3.80	6.03	-9.46	-4.99	3.77	12.63	-10.28
C-D	1.85	6.03	-4.99	0	0.69	2.88	-2.88

A P'ELS

Tab.III.14 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 5(étage courant)

Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _i (KNm)
A-B	4.05	4.36	0	-6.84	5.85
B-C	3.80	4.36	-6.84	-3.61	2.73
C-D	1.85	4.36	-3.61	0	0.5

TYPE 6:



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

A P'ELU

Tab.III.15 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 6(étage courant)

Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _i (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2	6.03	0	-5.08	1.01	3.49	-8.55
B-C	3.8	6.03	-5.08	-4.95	3.45	11.49	-11.43
C-D	1.75	6.03	-4.95	0	-2.13	2.45	-2.45

A P'ELS

Tab.III.16 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 6(étage courant)

Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _i (KNm)
A-B	2	4.36	0	-3.67	0.37
B-C	3.8	4.36	-3.67	-3.58	2.5
C-D	1.75	4.36	-3.58	0	-1.55

Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables

- Plancher terrasse inaccessible (16+4)

Tab III.17: sollicitations les plus défavorables des poutrelles (Plancher terrasse).

Types de poutrelles	ELU				ELS			
	max M _{appui} (KN.m)	max M _{trav} (KN.m)	V ^{max} (KN)	M _{0max}	max M _{appui} (KN.m)	max M _{trav} (KN.m)	V ^{max} (KN)	M _{0max}
Type1	0	13.25	13.08	13.25	0	9.66	9.54	9.66
Type2	5.83	9.45	14.38	13.25	4.25	6.89	10.49	9.66
Type3	0	11.66	12.27	11.66	0	8.5	8.95	8.5

- Plancher courant (16+4)

Tab III.18: sollicitations les plus défavorables des poutrelles (plancher étage).

Types	ELU				ELS			
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max}^{rive} (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{0max}^{rive} (KN.m)
Type1	6.18	10.13	13.43	12.36	4.47	7.33	9.71	8.94
Type2	5.44	9.05	12.60	12.36	3.94	6.55	9.11	8.94
Type3	0	10.88	11.45	10.88	0	7.87	8.28	7.87
Type4	5.44	9.07	13.43	12.36	3.94	6.55	9.71	8.94
Type5	9.46	8.086	14.22	/	6.84	5.85	/	/
Type6	5.08	3.45	11.49	/	3.67	2.5	/	/

1. Sollicitation maximale

Tab.III.19 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Étage courant	$M_t^{max}=10.88KNm$ $M_a^{max}=-9.46KNm$ $V_u^{max}=14.22KN$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 12.36 = -1.854KNm$	$M_t^{max}=7.33KNm$ $M_a^{max}=-6.84KNm$ $V_u^{max}=9.71KN$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 8.94 = -1.341KNm$
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max}=13.25KNm$ $M_a^{max}=-5.83KNm$ $V_u^{max}=14.38KN$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 13.25 = -1.99KNm$	$M_t^{max}=9.66KNm$ $M_a^{max}=-4.25KNm$ $V_u^{max}=10.49KN$ $M_a^{rive}=-0.15 \times 9.66 = -1.449KNm$

III.2.5. Calcul des poutrelles : Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

a. Calcul de la section d'armatures longitudinales

• Plancher terrasse inaccessible

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.07 KN.m$$

$M_{tu} > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

-En travée : $\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$; $d=0.9h$.

$$\mu_{bu} = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.044) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.056$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.056) = 0.18 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{13.25 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} \Rightarrow A_{tr} = 2.12 \text{ cm}^2$$

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

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

On opte pour : $A_{tr} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

-En appuis

- **Appuis intermédiaires :**

$$M_{appui}^{\max} = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.127 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.17; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.17 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{5.83 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} \Rightarrow A_a = 1 \text{ cm}^2;$$

On opte: $A_a = 1\text{T}12 + 1\text{T}10 = 2.26 \text{ cm}^2$.

- **Appui de rive :**

$$M_a^{rive} = 1.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.043$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \quad \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bu} = 0.043 < 0.186 \quad \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\% \text{ o}).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.055) = 0.18 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.99 \times 10^{-3}}{0.18 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On opte une section : $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

b. Vérification à l'E.L. U

- **Cisaillement :**

$$V^{\max} = 14.345 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14.38 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.80 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \text{ C'est vérifié.}$$

Calcul des armatures transversales

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

On adopte une épingle avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

• **L'espaceur**

1) $St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 16.2cm$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \text{ (CBA.ArtA.5.1.2.3)} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

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

$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3Mpa)$

$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(0.80 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 190.11cm$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101cm$ On prend $St=15cm$

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

- L'appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (14.38 - \frac{5.83}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -0.62 cm^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

- Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_U = 0KNm$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{14.38 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.41cm^2 \Rightarrow A_l \geq 0.41cm^2 \text{ C'est vérifié.}$$

- Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{14.38 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.94MPa < \tau_u = 3.33MPa \dots \dots \dots$ Vérifiée

c. Vérification à l'ELS

c.1. Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

-En travée : $M_t^{max} = 9.66KN.m$

Position de l'axe neutre

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

$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.92 \times 10^{-4}$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 3.39] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 3.39] = 0$$

$$10y^2 + 541.7y - 2710.6 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.61 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.61^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(4.61 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.61)^2 \Rightarrow I = 11235.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.66 \times 10^{-3}}{11235.56 \times 10^{-8}} \times 0.0461 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.96 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

-En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 4.25 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.1 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -3.95 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T)

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 2.26] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 2.26] = 0$$

$$10y^2 + 507.8y - 2100.4 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 3.84 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 3.84^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(3.84 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.84)^2 \Rightarrow I = 8033.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.25 \times 10^{-3}}{8033.64 \times 10^{-8}} \times 0.0384 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié **(BAEL E.III.2)**

c.2 Etat limite de déformation

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

• **Evaluation de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0.049 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{405}{500} = 0.81cm$$

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

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

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

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: 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.

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

❖ **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y = 4.61 \text{ cm}$.

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10)4 + 15(3.39 + 0)}$$

$$\Rightarrow y_G = 7.13cm$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 2040537 \text{ cm}^4 \text{ (} I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.019$$

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

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

$$E_i = 32456.5969Mpa \text{ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86Mpa \text{ Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

Contraintes

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

- Inerties fictives (I_f)

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

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

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

- Evaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 5.98 = 3.89 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 6.25 = 4.06 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (6.25 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.71 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 1 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 1 \times \frac{3.89 \times 4.05^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 7.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 1 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 1 \times \frac{4.06 \times 4.05^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 8.324 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 1 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 1 \times \frac{4.71 \times 4.05^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.657 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.61 \text{ cm} ; I_0 = 20405.37 \text{ cm}^4 ; I = 11235.56 \text{ cm}^4 ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.019} \Rightarrow \lambda_i = 2.245$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.245 \Rightarrow \lambda_v = 0.898$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{7.976 \times (0.18 - 0.0461) \times 10^{-3}}{11235.56 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 142.58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{8.324 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0461)}{11235.56 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 148.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.66 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0461)}{11235.56 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 172.68 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 142.58 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.715$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 148.80 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.725$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.019 \times 172.68 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.758$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 20405.37}{1 + (2.245 \times 0.715)} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 8615.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 20405.37}{1 + (2.245 \times 0.725)} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 8542.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 20405.37}{1 + (2.245 \times 0.0758)} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 8308.04 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 20405.37}{1 + (0.898 \times 0.725)} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 13594.93 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{7.975 \times 10^{-3} \times 4.05^2}{10 \times 32456.59 \times 8615.89 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00467 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{8.324 \times 10^{-3} \times 4.05^2}{10 \times 32456.59 \times 8542.28 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00492 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.657 \times 10^{-3} \times 4.05^2}{10 \times 32456.59 \times 8308.04 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0057 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{8.324 \times 10^{-3} \times 4.05^2}{10 \times 10818.86 \times 13594.93 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.00928 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00928 - 0.00467 + 0.0057 - 0.00492 \Rightarrow \Delta f_t = 0.00539 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.539 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.81 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

III.2.6. Ferrailage des poutrelles

Tab.III.20:calcul des sections d'armatures des poutrelles

		MKNm	μ _{bu}	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
d'étage Courant	Travée	10.88	0.036	17.67	1.76	1.41	3HA10=2.36
	Appui interm	9.46	0.021	17.81	1.53	0.2	2HA10=1.57
	Appui de rive	1.85	0.04	17.63	0.3	0.2	1HA10=0.79
Plancher terrasse	travée	13.25	0.044	17.59	2.16	1.41	3HA12=3.39
	Appui interm	5.83	0.127	16.77	0.99	0.2	HA10+1HA12=1.92
	Appui de rive	1.99	0.043	17.6	0.32	0.2	1HA10=0.79

- **Vérifications des contraintes à E.L.S**
- **Etat limite de compression de béton**

Tab III.21 : Vérification des états limitent de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observa
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	M _t (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	
étage	7.33	3.91	8323	3.44	6.84	3.84	8024	3.27	Vérifier
Plancher terrasse	9.66	4.61	11235.56	3.96	4.25	3.84	8033.64	2.03	Vérifier

- **Etat limite de déformation : Δf ≤ f_{adm}**

Tab III.22. : Vérification des états limites de déformation

Planchers	Etage courant	Terrasse
q _{jser} (KN/m)	2.373	3.89
q _{gser} (KN/m)	3.38	4.06
q _{pser} (KN/m)	4.36	4.71
M _{jser} (KN.m)	8.64	7.975

M_{gser} (KN.m)	9.04	8.324
M_{pser} (KN.m)	10.52	9.657
I_0 (Cm ⁴)	8025.27	11235.56
ρ	0.010	0.019
λ_v	1.57	0.898
λ_i	3.93	2.245
σ_{sj} (Mpa)	228.76	142.58
σ_{sg} (Mpa)	239.4	148.8
σ_{sp} (Mpa)	278.51	172.68
μ_j	0.69	0.715
μ_g	0.70	0.725
μ_p	0.73	0.758
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	5911	8615.89
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	5839.6	8542.28
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	5625.8	8308.04
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	10418	13594.93
f_{ji} (m)	0.0065	0.00467
f_{gi} (m)	0.0069	0.00492
f_{pi} (m)	0.0083	0.0057
f_{gv} (m)	0.012	0.00928
Δf (mm)	6.51	5.39
f_{adm} (mm)	7.6	8.1

- Etude de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux nervures :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé *TS* $\phi 5$ 150×150

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

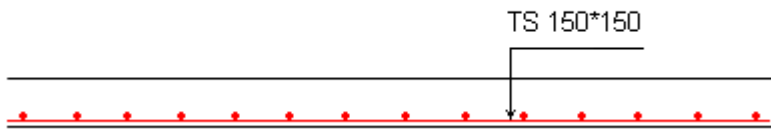


Fig.III.2 : schéma de ferrailage De la dalle de compression.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant	<p>1T10</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>	<p>2T10</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>	<p>1T10</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>
Terrasse inaccessible	<p>1T10</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T12</p>	<p>1T12+1T10</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T12</p>	<p>1T10</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T12</p>

III.3. Etude des dalles pleines :

III.3.1 Dalle sur trois appuis

a) 1^{er} type :

On a : $L_y = 1.65m$

$L_x = 1.5m$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{1.65}{2} = 0.825m < L_x = 1.5m$$

Donc :

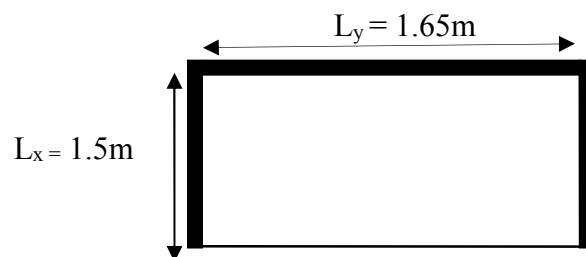


Fig. III.3. : Dalle sur trois appuis.

$$M_0^y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48}$$

$$M_0^x = \frac{P \times l_y^3}{24}$$

On a : $G = 5.36 \text{ KN/m}^2$

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

$P_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.61 + 1.5 \times 3.5 = 11.47 \text{ KN/m}^2$

$P_S = G + Q = 4.61 + 3.5 = 8.11 \text{ KN/m}^2$

• **PÉLU :**

$$M_0^y = \frac{11.47 \times 1.65^2}{8} (1.5 - 0.825) + \frac{11.47 \times 1.65^3}{48} = 3.71 \text{ KNm}$$

$$M_0^x = \frac{11.47 \times 1.65^3}{24} = 2.15 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.15 = 1.82 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 3.71 = 3.15 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.65 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = -0.65 \text{ KNm}$$

Calcul des armatures en travée : Le calcul se fait à la flexion simple.

$$d_x = h - e = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 10 - \left(\frac{1+1}{2} \right) = 9 \text{ cm}$$

• **la condition de non fragilité :**

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

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.004 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ A_y^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Tab III.23 : les résultats de ferrailage du balcon sont récapitulés dans le tableau suivant :

sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
travée	x-x	1.82	0.013	0.016	0.1	0.53	4HA8=2.01
	y-y	3.15	0.022	0.028	0.1	0.91	4HA8=2.01
appui	x-x	0.65	0.0045	0.0056	0.1	0.18	4HA8=2.01
	y-y						

- Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopt $St_y = 25cm$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 25cm$.

• L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25MPa$.

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} ; V_x = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$V_y = \frac{11.47 \times 10^{-3} \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 5.90 \times 10^{-3} MN$$

$$V_x = \frac{11.47 \times 1.5 \times 10^{-3}}{3} = 5.72 \times 10^{-3} MN$$

$$\tau_{ux} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.044MPa < 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

$$\tau_{uy} = \frac{5.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.049MPa \leq 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

• L'ELS :

✓ **Contrainte de compression du béton :**

$$P = G + Q = 4.61 + 3.5 = 8.11 \text{ KN/m}^2 .$$

$$M_{t_{xser}} = 1.3KN.m ; M_{t_{yser}} = 2.23KN.m$$

Sens x-x :

$$A_x = 2.01cm^2 , M_{t_{xser}} = 1.3KN.m$$

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

$$\Rightarrow y = 2.17cm$$

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

$$\Rightarrow I = 2.19 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser}^{tx} \times \frac{y}{I} = 1.3 \times \frac{0.0217}{2.19 \times 10^{-5}} = 1.28 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.28 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 cm^2, Mt_{yser} = 2.23 KN.m$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_y - 15 A d_y = 0.$$

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

$$y = 2.17 \text{ cm}; I = 2.19 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2.21 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

-en appuis :

$$Ma^{ser} = 0.45 \text{ KN.m}; A_a = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.17 \text{ cm}; I = 2.19 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.45 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

✓ **Contrainte limite d'acier :**

-Sens x-x :

$$15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$15 \times \frac{1.3 \times 10^{-3}}{2.19 \times 10^{-5}} (0.10 - 0.0217) = 69.72 MPa \leq \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\sigma_{st} = 69.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

-Sens y-y :

$$15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 119.53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}.$$

-En appuis :

$$\sigma_{st} = 24.13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}.$$

✓ **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 :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.5} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.08 < \frac{Mt}{20 \times M_0} = 0.042 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.10} = 2.01 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La 2^{eme} condition ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

-Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{2.01}{100 \times 10} = 0.00201$$

-Calcul de λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times 0.00201} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00201} = 10.45 ; \quad \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 4.18$$

-Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times [(v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s \times (v_2 - d')^2]$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{bh^2}{2} + 15 \times Ad \right)$$

$$B = bh + 15A = 1230.15 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = 6.09 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$v_2 = 5.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = 0.0001440 \text{ m}^4$$

✓ Calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré :

$$\sigma_s = nk(d - y) ; \text{ Avec } n=15$$

$$k = \frac{M_{SER}}{I} ; \text{ Pour chaque cas :}$$

$$M_{ser}^j = 0.85 \times \left(\frac{q_j \times l_y^3}{24} \right) ; \text{ Avec } q_j \text{ charges permanentes}$$

$$M_{ser}^g = 0.85 \times \left(\frac{q_g \times l_y^3}{24} \right) ; \text{ Avec } q_g \text{ charges permanentes après la mise en place des cloisons.}$$

$$M_{ser}^p = 0.85 \times \left(\frac{q_p \times l_y^3}{24} \right) ; \text{ Avec } q_p \text{ charges permanentes et d'exploitations.}$$

$$k^j = \frac{M_{ser}^j}{I} ; \quad k^g = \frac{M_{ser}^g}{I} ; \quad k^p = \frac{M_{ser}^p}{I}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 0.477 \text{ KNm} \\ M_{ser}^g = 0.733 \text{ KNm} \\ M_{ser}^p = 1.288 \text{ KNm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{ser}^j = 25.599 \text{ MPa} \\ \sigma_{ser}^g = 39.34 \text{ MPa} \\ \sigma_{ser}^p = 69.12 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu^j = 0 \\ \mu^g = 0 \\ \mu^p = 0 \end{cases}$$

-Calcul de E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa.}$$

-Calcul de l'inertie fictive :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Donc :

$$I_{fij} = 16370.6 \text{ cm}^4 ; I_{fig} = 16370.6 \text{ cm}^4 ; I_{fip} = 16370.6 \text{ cm}^4 ; I_{fvj} = 16370.6 \text{ cm}^4$$

-Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 0.0031 \text{ cm} ; f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvj}} = 0.0093 \text{ cm} ;$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0.0055 \text{ cm} ; f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = 0.0020 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ij} - f_{ig}$$

$$\Delta f = 0.0097 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = 0.33 \text{ cm}$$

-Sens y-y :

$$A = 5.65 \text{ cm}^2, l = 3.5 \text{ m.}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.12}{1.65} = 0.073 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.073 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{2.23}{10 \times 2.623} = 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} = 0.00201 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la flèche est vérifiée.

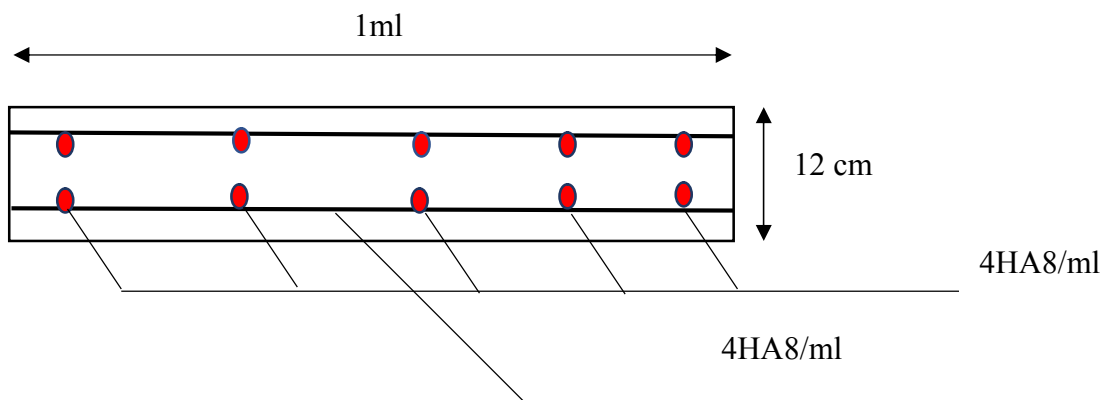


Fig. III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.3.2. Dalle sur 04 appuis (terrasse) :

$l_x = 2.75m$

$l_y = 3.05m$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 \geq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Calcul des sollicitations :**

• **A P'ELU :**

On a : $G=6.40 \text{ KN/m}^2$; $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 13.89 \text{ KN / m}^2$

$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0456 \times 13.89 \times 2.75^2 = 4.79 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0.7834 \times 4.79 = 3.75 \text{ KN.m} \end{cases}$

en travée : $Mt_x = 0.85 \times M_x = 4.07 \text{ KN.m}$.

$Mt_y = 0.85 \times M_y = 3.19 \text{ KN.m}$.

en appui : $Ma = 0.3 \times M_x = 1.437 \text{ KN.m}$.

• **la condition de non fragilité :**

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

$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.008 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$

✓ **Ferraillages :**

Tab .III.24 : ferraillage dalle sur 4 appuis

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / ml)$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / ml)$
travée	x-x	4.07	0.0287	0.036	0.0985	1.19	5HA10=3.93
	y-y	3.19	0.0225	0.0284	0.0989	0.93	5HA10=3.93
appui	y-y	1.437	0.0101	0.0127	0.0995	0.42	4HA10=3.14
	x-x						

✓ **Espacement des armatures :**

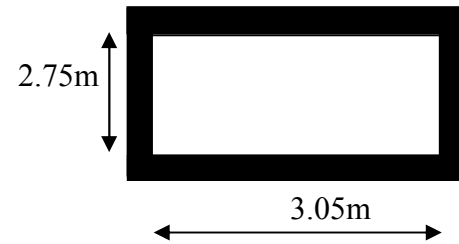
Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopt $St_y = 20 \text{ cm}$.

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

✓ **Vérifications :**

• **L'effort tranchant :**

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



$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.89 \times 3.05}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.9}{2}} = 14.61 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{14.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.146 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

• à l'ELS :

▪ **Etat limite de compression de béton :**

$$P = G + Q = 6.4 + 3.5 = 9.9 \text{KN/m}^2.$$

$$M_{xser} = 0.0528 \times 9.9 \times 2.75^2 = 3.95 \text{KN.m}.$$

$$M_{t_yser} = 0.8502 \times 3.95 = 3.36 \text{KN.m}.$$

Sens x-x :

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

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

$$\Rightarrow y = 3.37 \text{cm}.$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 6742.59 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3.71 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.93 \text{cm}^2 ; \quad y = 3.37 \text{cm} ; \quad I = 6742.59 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 3.71 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}.$$

▪ **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 :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

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

Sens x-x :

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{275}{500} = 0.55 \text{cm}.$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.012 \text{cm}, \quad f_{gi} = 0.019 \text{cm}, \quad f_{gv} = 0.056 \text{cm}, \quad f_{pi} = 0.033 \text{cm}.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.058 \text{cm} < f_{adm} = 0.55 \text{cm} ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{305}{500} = 0.61cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.012cm, \quad f_{gi} = 0.018cm, \quad f_{gv} = 0.054cm, \quad f_{pi} = 0.032cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.056cm < f_{adm} = 0.61cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

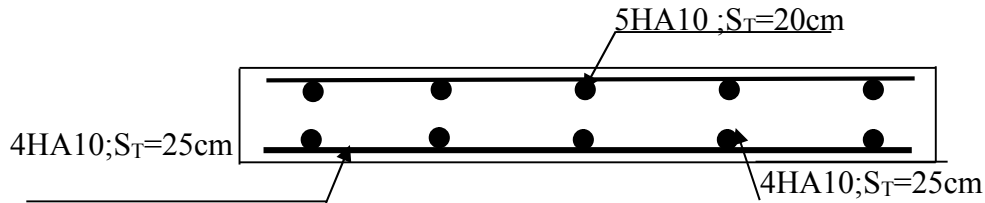


Fig. III.5: Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.3.3. Dalle sur un seul appuis :

Charge permanente : $G = 4.61 \text{ KN/m}^2 .$

Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 .$

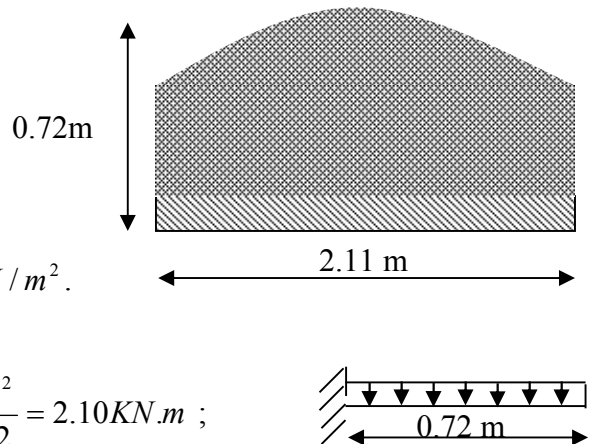
✓ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.61 + 1.5 \times 3.5 = 11.47 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$q_s = G + Q = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 11,47 \times \frac{0.72^2}{2} = 2.97 \text{ KN.m} ; M_{Ser} = q_s \times \frac{l^2}{2} = 2.10 \text{ KN.m} ;$$

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 4.13 \text{ KN} .$$



✓ **Ferrailage :**

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2 / ml)	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Armatures Principales	2.97	0.021	0.026	0.099	0.86	5HA8=2.51

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.627 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

✓ **Calcul des espacements :**

$$S_{ix} = \min(33\text{cm}, 3 \times e) = \min(33, 3 \times 12) ; \text{ Soit : } S_i = 20\text{cm} .$$

$$S_{iy} = \min(45\text{cm}, 4 \times e) = \min(45, 4 \times e) ; \text{ Soit : } S_i = 25\text{cm} .$$

✓ Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_s \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.0413 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• A P'ELS :

▪ Etat limite de compression du béton :

$$M_{ser} = 2.10 \text{ KN.m} ; A_s = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; y = 2.39 \text{ cm} ; I = 2635.45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.10 \times 10^{-3}}{2635.45 \times 10^{-8}} \times 2.39 \times 10^{-2} = 1.9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s ; \text{ avec : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.1 \times 10^{-3}}{2635.45 \times 10^{-8}} \times (0.1 - 0.0239) = 90.96 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

▪ Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

✓ Schéma de ferrailage

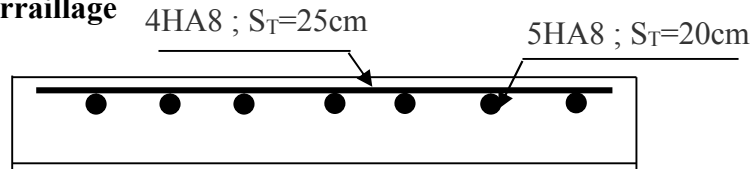
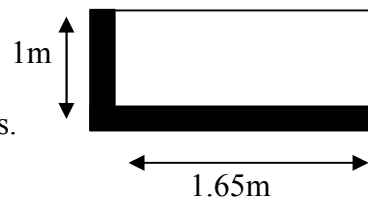


Fig. III.6: Schéma de ferrailage de la dalle sur seule appuis.

III.3.4. Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 1 \text{ m} ; l_y = 1.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{1}{1.65} = 0.61 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



✓ Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\text{On a : } G = 4.61 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 ; q_u = 11.47 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 8.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0808 \\ \mu_y = 0.3075 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0808 \times 11.47 \times (1)^2 \Rightarrow M_0^x = 0.926 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3075 \times 0.926 \Rightarrow M_0^y = 0.285 \text{KNm} \end{cases}$$

-En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.787 \text{KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.242 \text{KNm} \end{cases}$

-En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.463 \text{KNm}$

✓ **Espacement des armatures**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on opte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

• **La condition de non fragilité**

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.61}{2} \times 100 \times 12 = 1.147 \text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Ferraillages : en flexion simple**

Tab III.25 : Ferraillage de dalle sur 2 appuis

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)
travée	x-x	0.787	0.0055	0.0069	9.97	0.23	1.147	4HA8=2.01
	y-y	0.242	0.0017	0.0021	9.99	0.069	0.96	4HA8=2.01
Appui	y-y	0.463	0.0033	0.0041	9.98	0,13	0.96	4HA8=2.01
	x-x							

❖ **Vérfications a l'E.L. U**

• **L'effort tranchant**

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 4.39 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{4.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} \Rightarrow \tau_u = 0.044 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

❖ **Vérfications l'E.L. S**

▪ **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} ; \rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{iser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0857 \times 8.11 \times 1^2 \Rightarrow M_{iser}^x = 0.695 KNm \\ M_{iser}^y = \mu_y \times M_{iser}^x = 0.4781 \times 0.695 \Rightarrow M_{iser}^y = 0.332 KNm \end{cases}$$

Sens x-x : $A_x=2.01cm^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$.

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.17 \text{ cm}.$$

$$I=2153.06cm^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{iser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.70 MPa \leq \bar{\sigma} = 15 MPa$$

Sens y-y $A_y=2.01cm^2$; $b=100cm$; $d= 9 \text{ cm}$; $y=2.04cm$; $I=1746.64cm^4$

$\sigma_{bc} = 0.39 \leq 15 MPa$c'est vérifier.

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

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

- **Etat limite de déformation**

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1} \geq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 10} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.12 \geq 0.0425 \\ 2.01 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.12}{1.65} \leq \frac{0.85 \times M_0}{20 \times M_0} \\ \frac{2.01}{100 \times 10} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.072 > 0.0425 \\ 2.01 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

- ✓ **Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis**

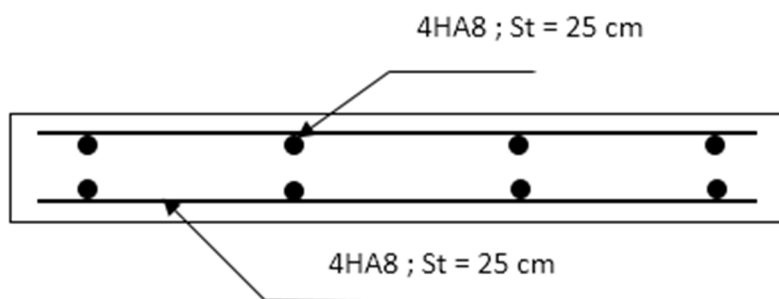


Fig. III.7 Schéma de ferrailage de la Dalle sur deux appuis

III.4. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailée comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15 cm

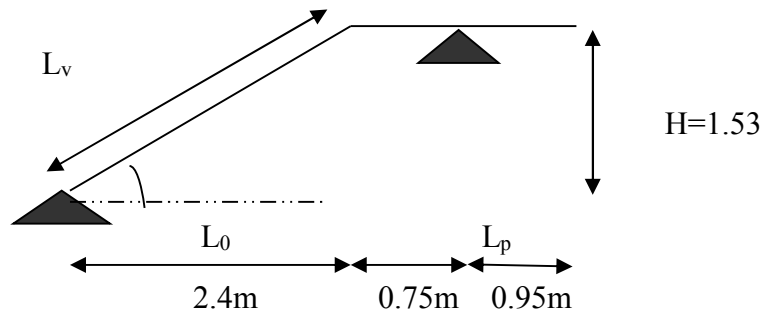


Fig. III.8.Schéma statique de l'escalier type 1.

III.4.1. Calcul les d'escaliers type I :

- **Le chargement :**

- Sur la volée :

$$G = 7.27 / \cos 32.52$$

$$G = 8.62 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

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

- Sur le palier :

$$G = 4.41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

- **Combinaison de charges :**

- Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.39 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 11.12 \text{ KN} / \text{m}$$

- Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.70 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 6.91 \text{ KN} / \text{m}$$

- **Les sollicitations :**

à l'ELU

$$M_t^{\max} = 20.28 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -4.35 \text{ Kn.m.}$$

$$V^{\max} = 21.87 \text{ Kn.}$$

à l'ELS

$$M_t^{\max} = 14.77 \text{ Kn.m.}$$

$$M_a^{\max} = -3.11 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 15.73 \text{ Kn.}$$

- **Ferraillage :**

$$A = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu \times f_{bu}}}{0.8}$$

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 20.28 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.085 ; \alpha = 0.11 ; z = 0.12 \text{ m} ; A = 4.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 = 5.65 cm²

- **En appuis**

$$M_a = -4.35 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0.018 ; \alpha = 0.022 ; z = 0.13 ; A = 0.97 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm²

- **Vérifications :**

- **à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

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

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{22.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (22.35 \times 10^{-3} - \frac{4.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.43 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{m}$ on choisit : 4T8 = 2.01 cm²/m

✓ **Ecartement des barres :**

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

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

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

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **à l'ELS :**

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

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \text{ Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{\text{ser}} = V_{\text{ser}} / 0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \varphi$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \varphi \cdot \pi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{16.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 15.07 \times 10^{-2}} = 0.86 \text{ MPa} ; \quad \tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :****En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{\text{ser}} = 14.77 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 5.65 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 5.65 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$y = 3.92 \text{ cm} ; \quad I = 0.899 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.44 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{\text{ser}} = 3.11 \text{ KN.m}$$

$$y^2 + 30 \times 2.01 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$y = 2.51 \text{ cm} ; \quad I = 0.38 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \quad (3) \quad \text{BAEL 91 ; A 6.5.2}$$

(1) : $0.036 < 0.0625$ condition non vérifiée.

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$y = 3.92 \text{ cm}$, $I = 0.899.10^{-4} \text{ m}^4$, $I_0 = 2.89.10^{-4} \text{ m}^4$; $\rho = 0,0038$; $\lambda_i = 5.83$; $\lambda_v = 2.33$
 $E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$

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

$$M_{jser} = 4.64 \text{ KN.m} ; \quad M_{gser} = 6.13 \text{ KN.m} ; \quad M_{pser} = 8.46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 62.96 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sg} = 83.18 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{sp} = 114.79 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0 ; \quad \mu_g = 0 ; \quad \mu_p = 0.044$$

$$I_{f_{ij}} = 31790 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ig}} = 31790 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{ip}} = 25300.03 \text{ cm}^4 ; \quad I_{f_{vg}} = 31790 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.00045 \text{ m} ; \quad f_{gi} = 0.0010 \text{ m} ; \quad f_{pi} = 0.00082 \text{ m} ; \quad f_{gv} = 0.0018 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00117 \text{ m} = 0.117 \text{ cm}$$

On remarque que la flèche est vérifiée.

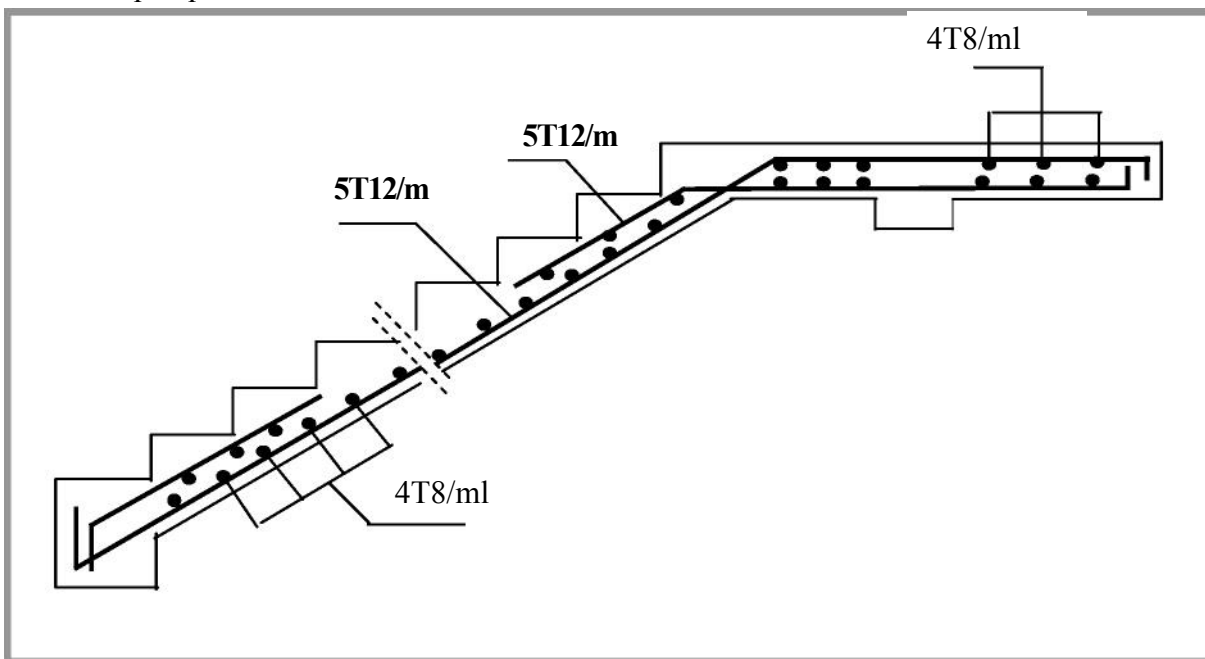
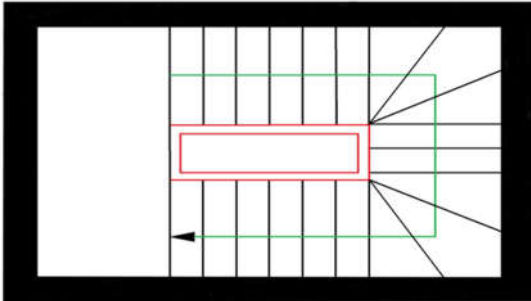


Fig.III.9. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.

III.4.2. Etude de l'escalier type II (balancé) :

- Pour la volée 1:



On a: $G_v=7.22 \text{ KN/m}^2$; $G_p=4.41 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Combinaison de charges :

ELU: $q_v=13.49 \text{ KN/m}$; $q_p=9.70 \text{ KN/m}$

ELS: $q_v=9.72 \text{ KN/m}$; $q_p=6.91 \text{ KN/m}$

• Les sollicitations :

ELU	ELS
$R_a=15.54 \text{ KN}$	$R_a=11.11 \text{ KN}$
$R_b=18.28 \text{ KN}$	$R_b=13.14 \text{ KN}$
$M_0=12.25 \text{ KN.m}$	$M_0=8.78 \text{ KN.m}$
$M^t=9.19 \text{ KN.m}$	$M^t=6.59 \text{ KN.m}$
$M_a=-6.13 \text{ KN.m}$	$M_a=-4.39 \text{ KN.m}$
$V^{\max}=16.91 \text{ KN}$	$V^{\max}=12.17 \text{ KN}$

• Ferrailage :

Tab.III.26. : Ferrailage de la volée 1.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A adoptée (cm^2)	S_t (cm)
Travée	9.19	0.038	0.049	0.13	2.07	1.57	4HA12 = 4.52	25
appui	-6.13	0.025	0.032	0.13	1.37	1.57	4HA10 = 3.14	25

✓ Armature de répartition :

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$; $S_t=25 \text{ cm}$

$$A_r' = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2; \quad S_i = 25 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.13 < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPA}$$

Pas de risque de cisaillement

A P'ELS

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

Tab.III.27 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	6.59	2.65	7881.91	2.22	15	Vérifiée
En appui	-4.39	2.25	5821.99	1.7	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{290} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

- **Évaluation des charges :**

$$q_{jser} = 5.62 \text{ (KN/ml)} ; \quad q_{gser} = 7.22 \text{ (KN/ml)} ; \quad q_{pser} = 9.72 \text{ (KN/ml)}$$

- **Vérification de la flèche.**

Évaluation des moments en travées						
M _{jser} KN.m		M _{gser} KN.m		M _{pser} KN.m		
3.97		4.62		5.64		
Y(cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ %	λ _i	λ _v	E _i (MPa)	E _v (MPa)
2.65	28799.02	0.3	7	2.8	32164.2	10721.4
σ _{sj} (MPa)		σ _{sg} (MPa)		σ _{sp} (MPa)		
64.24		74.74		91.26		
U _j	U _g	U _p	If _{ij} (cm ⁴)	If _{ig} (cm ⁴)	If _{ip} (cm ⁴)	If _{vg} (cm ⁴)
0	0	0	31678.92	31678.92	31678.92	31678.92

$f_{ij}(\text{mm})$	$f_{ig}(\text{mm})$	$f_{ip}(\text{mm})$	$f_{vg}(\text{mm})$
0.327	0.38	0.47	1.14
$\Delta f = 0.91 < f_{adm} = 5.8$			

- Schéma de ferrailage :

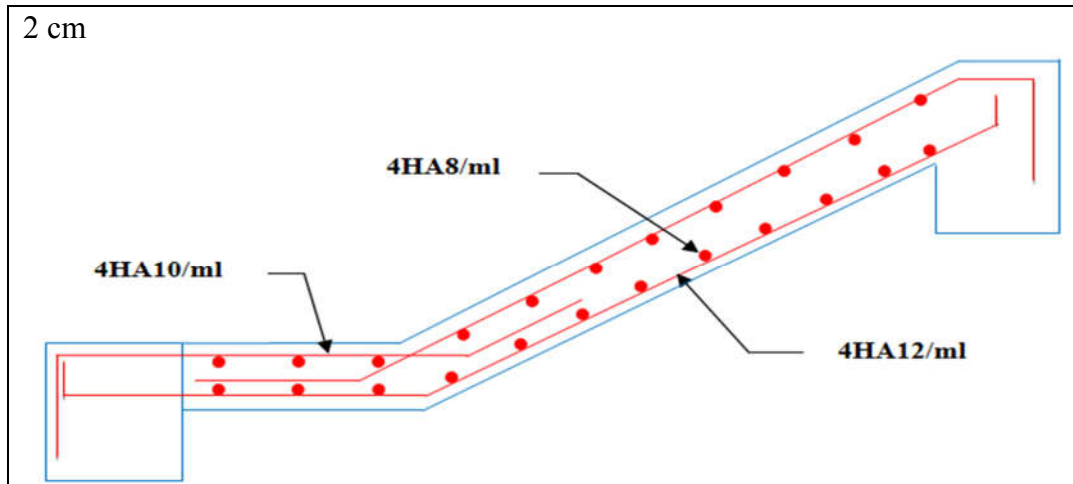


Fig.III.10. Schéma de ferrailage de la volée 1.

- Pour la volée 3 :

On a : $G_v = 7.32 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 4.41 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✓ Combinaison de charges :

ELU: $q_v = 13.63 \text{ KN/m}$; $q_p = 9.70 \text{ KN/m}$

ELS: $q_v = 9.82 \text{ KN/m}$; $q_p = 6.91 \text{ KN/m}$

• Les sollicitations :

Tab.III.28: calcul des sollicitations.

ELU	ELS
$R_a = 11.9 \text{ KN}$	$R_a = 8.46 \text{ KN}$
$R_b = 14 \text{ KN}$	$R_b = 10.05 \text{ KN}$
$M_0 = 7.15 \text{ KN.m}$	$M_0 = 5.07 \text{ KN.m}$
$M^l = 5.36 \text{ KN.m}$	$M^l = 3.81 \text{ KN.m}$
$M_a = -3.58 \text{ KN.m}$	$M_a = -2.54 \text{ KN.m}$
$V^{\max} = 12.92 \text{ KN}$	$V^{\max} = 9.26 \text{ KN}$

Ferraillage :

Tab.III.29 : calcul de Ferraillage.

Position	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A adoptée (cm ²)	St (cm)
Travée	5.36	0.022	0.028	0.13	1.18	1.57	4HA12 = 4.52	25
appui	-3.58	0.015	0.018	0.13	0.79	1.57	4HA10 = 3.14	25

Armature de répartition :

En appuis : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2$

Soit $A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{ cm}^2$; $S_t=25\text{ cm}$

$A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{ cm}^2$; $S_t=25\text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.099 < \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

A L'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

Tab.III.30 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

sens	Ms(KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	3.91	2.65	7881.91	1.31	15	Vérifiée
En appui	-2.54	2.25	5821.99	0.98	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{230} = 0.065 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifié.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

La 2^{eme} condition non Vérifié

Évaluation des charges :

$q_{jser} = 5.62\text{ (KN/ml)}$; $q_{gser} = 7.32\text{ (KN/ml)}$; $q_{pser} = 9.82\text{ (KN/ml)}$

Tab.III.31 : Vérification de la flèche.

Évaluation des moments en travées						
$M_{jser} \text{KN.m}$		$M_{gser} \text{KN.m}$		$M_{pser} \text{KN.m}$		
1.99		2.75		3.99		
$Y \text{(cm)}$	$I_0 \text{(cm}^4\text{)}$	$\rho \%$	λ_i	λ_v	$E_i \text{(MPa)}$	$E_v \text{(MPa)}$
2.65	28792.35	0.3	7	2.8	32164.2	10721.4
$\sigma_{sj} \text{(MPa)}$		$\sigma_{sg} \text{(MPa)}$		$\sigma_{sp} \text{(MPa)}$		
29.64		40.98		59.46		
U_j	U_g	U_p	$I_{fij} \text{(cm}^4\text{)}$	$I_{fig} \text{(cm}^4\text{)}$	$I_{fip} \text{(cm}^4\text{)}$	$I_{fvg} \text{(cm}^4\text{)}$
0	0	0	31671.58	31671.58	31671.58	31671.58
$f_{ij} \text{(mm)}$	$f_{ig} \text{(mm)}$	$f_{ip} \text{(mm)}$	$f_{vg} \text{(mm)}$			
0.103	0.142	0.207	0.428			
$\Delta f = 0.39 < f_{adm} = 4.6$						

Schéma de ferrailage :

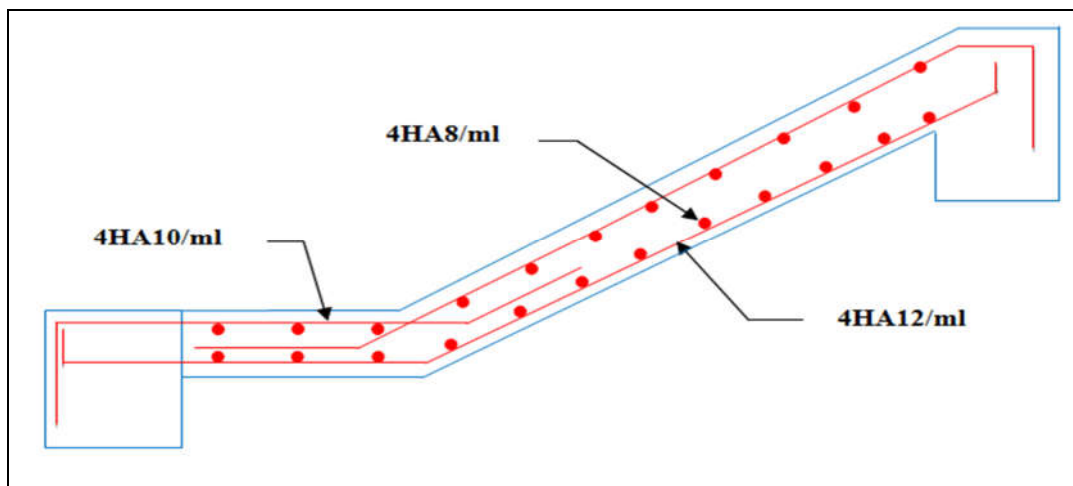


Fig.III.11. Schéma de ferrailage de la volée 3.

- Volée intermédiaire :

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

$q_v = 7.18 \text{KN/m}^2$ (charge de la volée)

$p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{KN}$

- **Combinaison de charges :**

À L'ELU : $q_u=13.44$ KN/m

À L'ELS : $q_s=9.68$ KN/m

- **Les sollicitations :**

Tab.III.32. : calcul des sollicitations.

ELU	ELS
$M_{max}=0.6$ KN.m	$M_{max}=0.44$ KN.m
$V_{max}=4.03$ KN	$V_{max}=2.90$ KN

Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab.III.33 : calcul de ferraillage.

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	$A_{répartition}$ (cm ² /ml)
0.45	0.0019	0.0023	0.13	0.099	1.57	4HA10=3.14	4HA8=2.01

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(2,5h, 25cm) \Rightarrow S_t \leq 25cm$$

\Rightarrow On a choisi 4HA10, soit $S_t = 100/4 = 25cm$ donc c'est vérifiée.

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.031 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

$\tau_{bu} < \bar{\sigma}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'ELS**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.18+2.5) = 9.68 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 0.33 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Tab.III.34 : Vérification des contraintes.

sens	M_s (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	0.33	2.25	5821.99	8.85	15	Vérifiée

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \Rightarrow 0.25 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \Rightarrow 0.0024 < 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

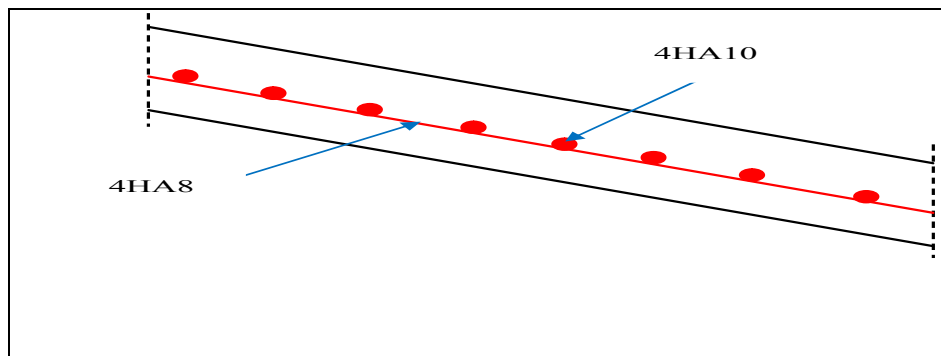


Fig.III.12. Schéma de ferrailage de la volée 2

III.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière constitue un appui pour l'escalier principale, elle est soumise à la flexion simple et à la torsion.

Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 3.35 \text{ m}$$

Soit : h = 30 cm et b=30cm

La poutre palière est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

▪ **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier.

$$R_A = 22.35 \text{ KN/met} \quad R_B = 31.08 \text{ KN/m}$$

- R_A : charge ramenée par le paillasse 1.
- R_B : charge ramenée par le paillasse 2.

▪ **Calcul des sollicitations**

Par la méthode RDM on obtient :

$$M_0 = 47.86 \text{ KN.m} ; V_u = 57.15 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondants ainsi que la contrainte de cisaillement.

Tab. III.35. Moments au niveau de la poutre palière

	Moment (kN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	τ_{FS} (MPa)
En travée	$0.85 M_0 = 40.68$	4.47	0,68
En appui	$-0.5 M_0 = -23.93$	2.55	0,68

➤ **Vérifications à L'ELU**

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_t = 4.47 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 2.55 > A_{\min} = 1.01 cm^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.68 MPa$$

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

$$\tau_u = 0.68 MPa \leq \tau_{adm} = 3.33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures longitudinales en torsion**

Le moment de torsion $M_T = -10.14 KN.m$ est le moment statique au niveau de l'appui B

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

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

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

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 cm^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 cm$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.14 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.625 \times 400} = 2.028 cm^2$$

❖ **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.14 \times 10^{-3}}{2 \times 0.625 \times 0.05} = 1.62 MPa$$

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

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.62 MPa < \tau_{adm} = 3.33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 1.76 MPa < 3.33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement $St = 20 cm$

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.14 \times 10^{-3} \times 0,20}{2 \times 0,0625 \times 400} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée : $A_t = 4.47 \text{ cm}^2$

On opte pour : 3HA14 = 4,62 cm²

En appuis : $A_a = 2.25 \text{ cm}^2$

On opte pour : 3HA12 = 3.39 cm²

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

- > On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un étrier $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

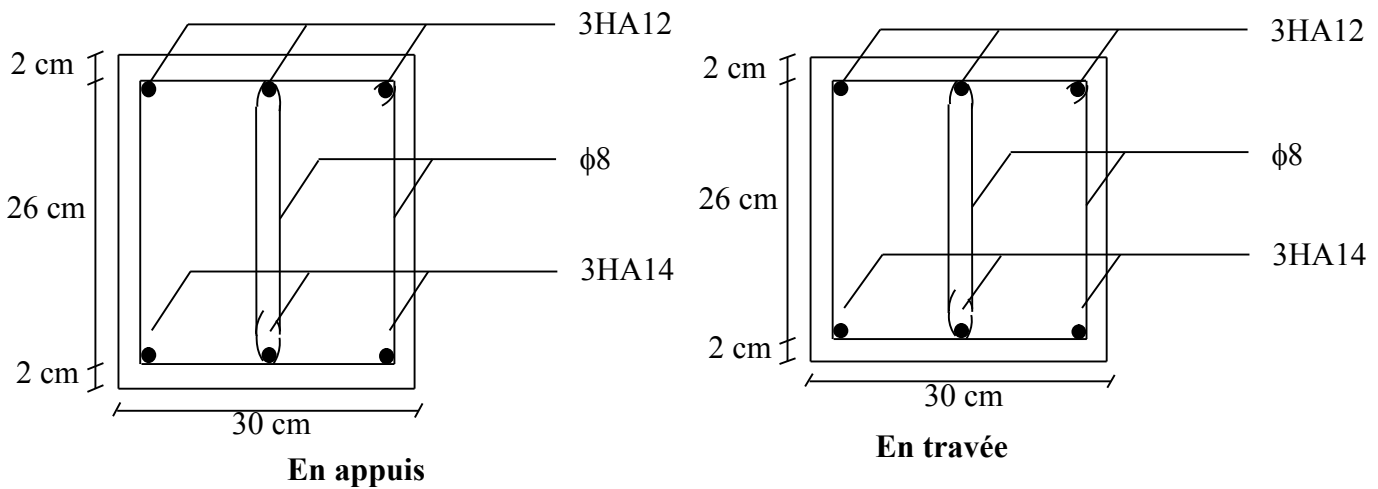
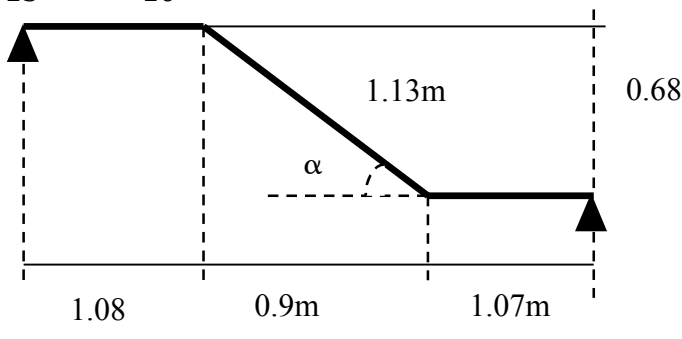


Fig.III.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Calcul de la poutre brisée :

Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$



$$L = 3.28 m \alpha = 37.07$$

$$21.86 < h < 32.8$$

✓ **Exigences du RPA99/2003**

$$h \geq 30 ; b \geq 20 ; \frac{h}{b} < 4$$

Soit: h=35 cm; b=30cm

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

✓ **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.35 / \cos 37.07^\circ = 3.29 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tab.III.36. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
19.92	19.93	16.34	8.17	12.25	39.85

✓ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tab.III.37. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis.

M _U (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
En travée					
12.25	0.026	0.033	0.33	1.19	1.08
En appui					
8.17	0.0176	0.022	0.33	1.19	0.72

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.4 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée.

✓ **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d; 40 cm) =29.7 cm Condition vérifiée.

$$A_t = 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = -0.43 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc : $A_t = 0.6 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion :

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 6.13 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{6.13 \times 3.28}{2} = 10.05 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} ; \quad e = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm} ; \quad \Omega = (b - e)(h - e) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$\tau_T = \frac{10.05 \times 10^{-3}}{2 \times 0.070504 \times 0.0583} = 1.22 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.40)^2 + (1.22)^2} = 1.28 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Armatures longitudinales en torsion :**

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} ; \quad \text{avec: } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 106.68 \text{ cm}$$

U : Périmètre de la section de la poutre palière.

$$A_l = \frac{10.05 \times 10^{-3} \times 1.0668 \times 1.15}{2 \times 0.070504 \times 400} = 2.19 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega} ; \quad \text{on fixe } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{10.05 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 0.070504 \times 400} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

✓ **Armatures transversales :**

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 0.6 + 0.41 = 1.01 \text{ cm}^2 ; \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Soit : $2\phi 8 = 2.00 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures longitudinales :**

En appui :

$$A_l^a = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}} = 1.01 + \frac{2.19}{2}$$

$$\Rightarrow A_l^a = 2.11 \text{ cm}^2$$

Soit : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En travée :

$$A_t^t = A_t^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_t^{\text{torsion}} = 1.19 + \frac{2.19}{2}$$

$$\Rightarrow A_t^t = 2.28 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

Les calculs à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tab.III.38. Calcul à l'ELS.

RA(KN)	RB(KN)	M0(KN.m)	Ma (KN .m)	Mt(KN.m)
17.41	17.42	14.28	7.14	10.71

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_{sc}(y - d') - 15A_{st}(d - y) = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 4.62(y - 2) - 15 \times 4.62(32 - y) = 0$$

$$15y^2 + 137.1y - 2353.2 = 0$$

$$y = 8.76 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_{sc}(y - d')^2 + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 50539.63 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.86 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de fissuration du béton.}$$

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche :**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{328} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.107 > \frac{M_t}{15M_0} = 0.05 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Schéma de ferrailage :

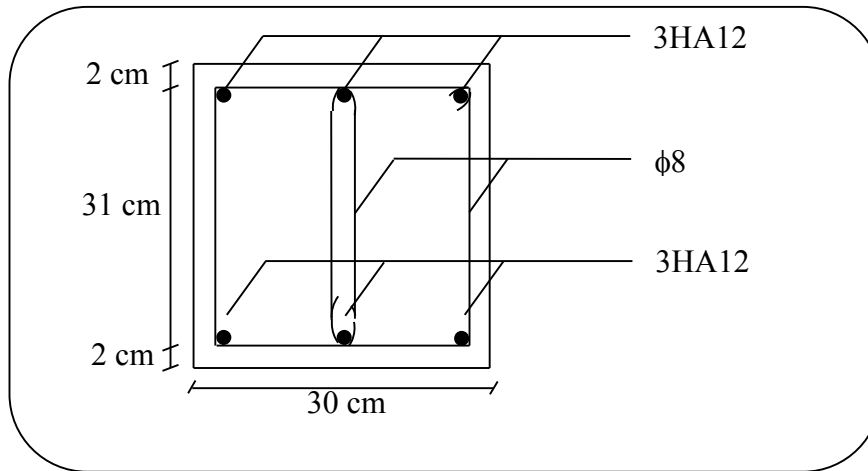


Fig.III.14 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.7. Etude de l'acrotère :

III. 7.1-Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml
- 2-) Type de fissuration est préjudiciable.
- 3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

III.7.2-Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 2.22 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2)

$C_p = 0.8$

$W_p = 2.22 \text{ KN/m}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.22 = 1.066 \text{ KN/ml}$

✓ Calcul de centre de gravité de la section :

le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (15 \times 5) \times 17.5 + (15 \times 7) \times (1/2) \times 15]}{60 \times 10 + 15 \times 5 + (15 \times 7) \times (1/2)} = 7.01 \text{ cm}$$

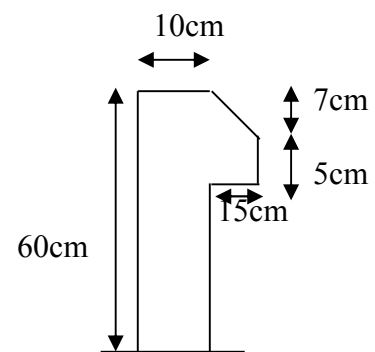


Fig. III.15 : Dimension de l'acrotère.

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (15 \times 5) \times 50.5 + (15 \times 7) \times (1/2) \times 55.33]}{60 \times 10 + 15 \times 5 + (15 \times 7) \times (1/2)} = 33.94 \text{ cm}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $N_G = 2.22 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_P \times Y_G = 1.066 \times 0.3394 = 0.362 \text{ KN.m}$$

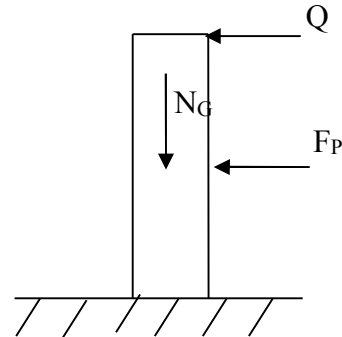


Fig. III.16 : Schéma statique de l'acrotère.

✓ **Combinaisons d'action :**

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.22	2.97	2.22
M (KN .m)	1.362	1.1	0.6

✓ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.1}{2.97} = 0.37 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0.1666 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée \Rightarrow le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 Par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.37m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 : \text{excentricité du second ordre.} \Rightarrow e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.37}{0.1}\right) = 0.74$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.00864$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.37 + 0.02 + 0.00864 = 0.40\text{m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.94\text{KN}$

$$M_u = N_u \times e = 2.94 \times 0.40 = 1.176\text{KN.m}$$

❖ À PÉLU :

$$N_u = 2.94 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.176 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression c :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.176}{2.94} = 0.40 \text{ m}$$

$$e_G = 0.40\text{m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1.235\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.235 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.0177$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0224$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.176 \times 10^{-3}}{348 \times 0.099} = 0.487 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.487 - \frac{2.94 \times 10^{-3}}{348} = 0.486 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$ vérifiée

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 = 1.51 cm²

• L'espace :

• Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

• Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

❖ À P'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

✓ Contrainte limite de l'acier :

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

Avec: $0.5 b \times y^2 + 15 A \times y - 15 A d = 0$

$Y = 1.77 \text{ cm}$

$I = 1009.53 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée

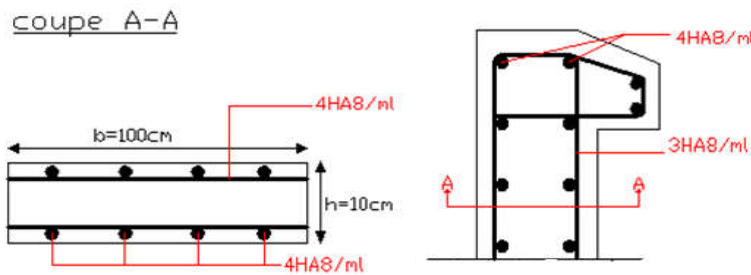


Fig. III.17: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.8: Étude de l'ascenseur :

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

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

La cour maximale = 50m

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

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine $BK \times TK \times HK = (110 \times 140 \times 220) \text{ cm}^3$

Les dimensions de la gaine : $BS = l = 180 \text{ cm}$; $TS = L = 210 \text{ cm}$

III.8-1) Étude de la dalle pleine de locale des machines :

a) Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$

La charge nominale = 6.3 KN

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

Poids propre de la dalle et des revêtements 1.5 m

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5 \text{ cm}$)

$G = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN}$

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

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN/m}^2$

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

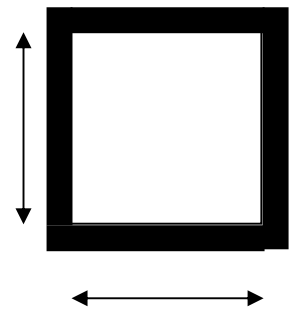


Fig. III.18 : Dalle sur quatre appuis

a-1) Charges uniformément répartis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.5}{3} = 0.50 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

✓ Les sollicitations :

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0966 \times 9.735 \times 1.5^2 = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.25 \times 2.12 = 0.53 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 2.12 = 1.80 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.53 = 0.45 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 2.12 = 0.636 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage :**

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

Le diamètre des barres utilisées doit être :

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

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

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

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

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

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

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

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.50}{2}\right) \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$\Rightarrow A_x = 2.51\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.50}{2}\right) \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Tab III.39 : Tableau de ferraillage de la dalle de locale des machines

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	1.8	0.636	0.30	0.11	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	0.45	0.16	0.074	0.026	5HA8=2.51	5HA8=2.51

✓ **Espacement des armatures :**

-Armatures // L_x: S_t = 20 cm ≤ min (3 h , 33 cm) = 33 cm

-Armatures // L_y: S_t = 20 cm ≤ min (4 h , 45 cm) = 45 cm

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9.735 \times 1.5}{2 \times \left(1 + \frac{0.50}{2}\right)} = 5.84 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.034 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

▪ **Vérification à l'ELS :**

✓ **État limite de compression du béton :**

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

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

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

à l'ELs : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases} \text{ (Annex I)}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.1000 \times 7.1 \times 1.5^2 = 1.60 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3671 \times 1.60 = 0.59 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.60 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.59 = 0.50$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 1.60 = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_y = 0.3 \times 0.59 = 0.18$$

✓ **Calcul des contraintes :**

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

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

Tab III.40 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	1.36	2.51	3.26	8677.726	0.51
	yy	0.50	2.51	3.14	7453.62	0.21
Appui	xx	0.48	2.51	3.26	8677.726	0.18
	yy	0.18	2.51	3.14	7453.62	0.076

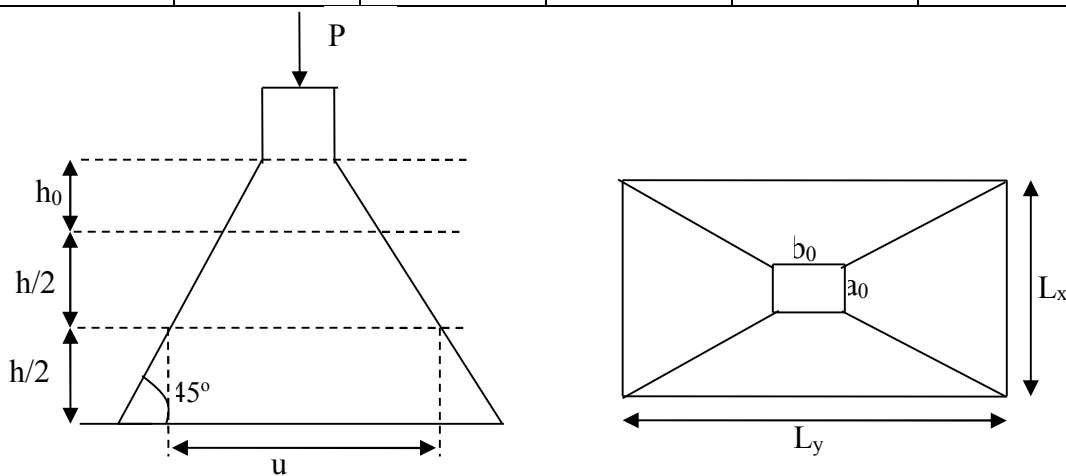


Fig. III.19: L'ascenseur

a-2) Cas de charges concentrées :

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

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

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

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

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

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

h : Epaisseur du revêtement

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

$$(a_0 \times b_0) = (120 \times 200) \text{ cm}^2$$

$$u = 120 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 150 \text{ Cm}$$

$$v = 200 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 230 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

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

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

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

❖ **ELU :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.5}{3} = 0.5 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0906 \\ M_2 = 0.019 \end{cases} \text{ (Annexe II)}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{150}{300} = 0.5$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{230}{300} = 0.76$$

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

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

$$M_{x1} = 0.0906 \times 97.6 = 8.84 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.019 \times 97.6 = 1.85 \text{ KNm}$$

-Moment dû aux poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = 2.16 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = 0.54 \text{ KNm.}$$

-La superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.84 + 2.16 = 11 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 1.85 + 0.54 = 2.39 \text{ KNm.}$$

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

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 11 = 9.35 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 2.39 = 2.03 \text{ KNm.}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 11 = 3.3 \text{ KNm.}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 2.39 = 0.72 \text{ KNm.}$$

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

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

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

$$\Rightarrow A_x = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.5}{2} \right) \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

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

En appui : $A_a \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Tab.III.41 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	9.35	3.3	1.56	0.55	5HA8=2.51	5HA8=2.51
Sens yy	2.03	0.72	0.36	0.13	5HA8=2.51	5HA8=2.51

✓ **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

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

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 760 \text{ cm}$$

$$q_u = 97,6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 7.6 \times 0.20 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1140 \text{ KN} \text{ La condition est vérifiée.}$$

✓ **-Vérification de la contrainte tangentielle :**

-Vérification de l'effort tranchant :

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

L'effort tranchant max aux voisinages de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{5.3} = 18.42 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{6.1} = 16 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.174} = 0.106 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

Diamètre maximum des barres :

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

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

✓ **Espacement des armatures :**

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

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

❖ **L'ELS : ($\nu = 0.2$)**

1. Les moments engendrés par le système de levage :

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

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{\text{ser}} = (0.0906 + 0.2 \times 0.019) \times 72.3 = 6.83 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{\text{ser}} = 2.68 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propres de la dalle :

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

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0966 \times 7.1 \times 1.5^2 = 1.54 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.25 \times 1.54 = 0.39 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.83 + 1.54 = 8.37 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.68 + 0.39 = 3.07 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes :

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 \times 8.37 = 7.11 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 3.07 = 2.61 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 \times 7.11 = 2.13 \text{ KNm.}$$

$$M_a^y = 0.3 \times 2.61 = 0.78 \text{ KNm.}$$

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

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

Tab.III.42 : Résultats de calcul des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	7.11	2.51	3.26	8677.726	2.67
	yy	2.61	2.51	3.14	7453.62	1.09
Appui	xx	2.13	2.51	3.26	8677.726	0.8
	yy	0.78	2.51	3.14	7453.62	0.33

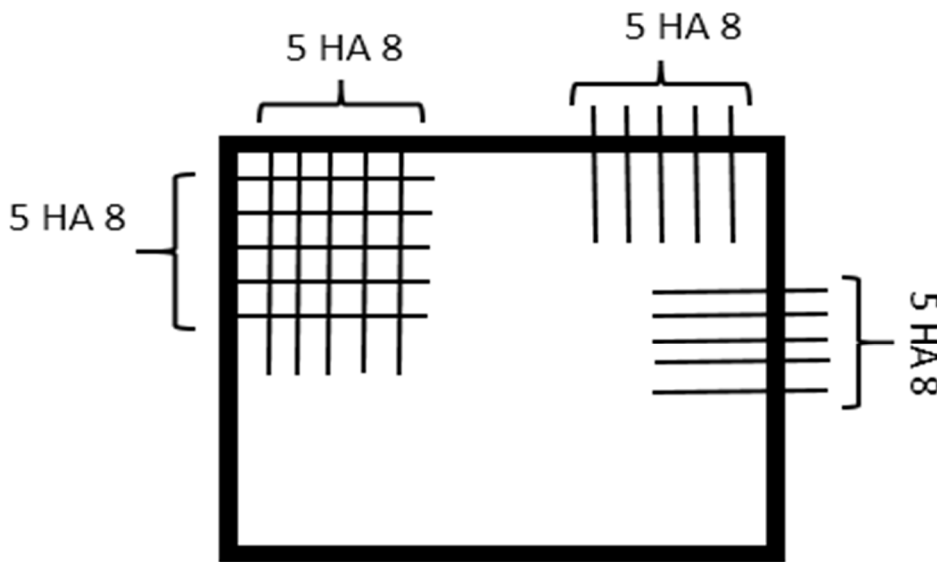


Fig. III.20. Schéma de ferrailage de la dalle de locale des machines

III.9. Calcul des poutres de chaînages :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

✓ **Dimensionnement :**

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 4.15m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{415}{16} \leq h_t \leq \frac{415}{10}$$

$$\Rightarrow 27.66 \leq h_t \leq 40$$

Exigences du RPA 99/2003 : $\begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$

⇒ On adopte : $\begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$

• Calcul des sollicitations :

Poids propre de la poutre :

$G = 25 \times 0.2 \times 0.3 = 1.5 \text{ KN / ml}$

Poids des murs :

On a : $G = 2.67 \text{ KN / m}^2$ (Double murette)

$P_{mur} = 2.67 \times (3.06 - 0.4) = 7.10 \text{ KN / ml}$

On aura donc : $Q_U = 1.35 \times (1.5 + 7.10) = 11.61 \text{ KN/ml}$
 $Q_{ser} = (1.5 + 7.10) = 8.6 \text{ KN/ml}$

▪ Calcul à l'ELU :

$M_u = \frac{q_U \times l^2}{8} = \frac{11.61 \times (4.15)^2}{8} = 24.99 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M_u = 21.24 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 M_u = -12.50 \text{ KN.m}$

Tab.III.43 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

Position	M(KN)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A calculé	A _{min} (cm ²)	AS adopté
Travée	21.24	0.095	0.125	0.266	2.29	0.676	3HA12=3.39
Appui	12.50	0.056	0.072	0.272	1.32	0.676	3HA10=2.36

✓ Vérification ELU :

• Effort tranchant :

$V_u = q_u \frac{L}{2} = 24.09 \text{ KN}$

$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.43 \text{ MPA}$

F.P.N ⇒ $\overline{\sigma_s} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$

⇒ $\sigma_u < \overline{\sigma_s}$ vérifiée.

▪ Calcul des armatures transversales :

$\phi_t \leq \min(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{\min}) = 8.6 \text{ mm}$

Soit (cadre + étrier) ϕ_8 , donc $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

✓ **Espasment:**

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9d; 40cm) = 25.2cm. \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4.b_0} = 100.5cm. \\ \frac{0,8A_t f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 K f_{t28})} \leq 0 \end{array} \right.$$

On prend $St = 25cm$

✓ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}$$

$M_s = 18.51KNm$; $M_{ts} = 15.74KNm$; $M_{as} = 9.26KNm$

Calcul y : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$; $\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad \Rightarrow y = 9.46 \text{ cm}$

Calcul : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 23122.69 \text{ cm}^4$

En travée : $\sigma_{bc} = 6.44MPa < 15MPa$

En appuis : $\sigma_{bc} = 3.79MPa < 15MPa$

- **Evaluation de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \quad \begin{array}{l} 1 \Rightarrow 0.072 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2 \Rightarrow 0.072 < 0.085 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée} \\ \Rightarrow \text{vérification à la flèche est nécessaire.} \end{array} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Tab.III.44 : Vérification de la flèche.

F_{gv} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{ji} (mm)	Δ_f (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
3.48	1.6	2.41	0.47	3.82	8.3	Vérifiée

✓ Schéma de ferrailage :

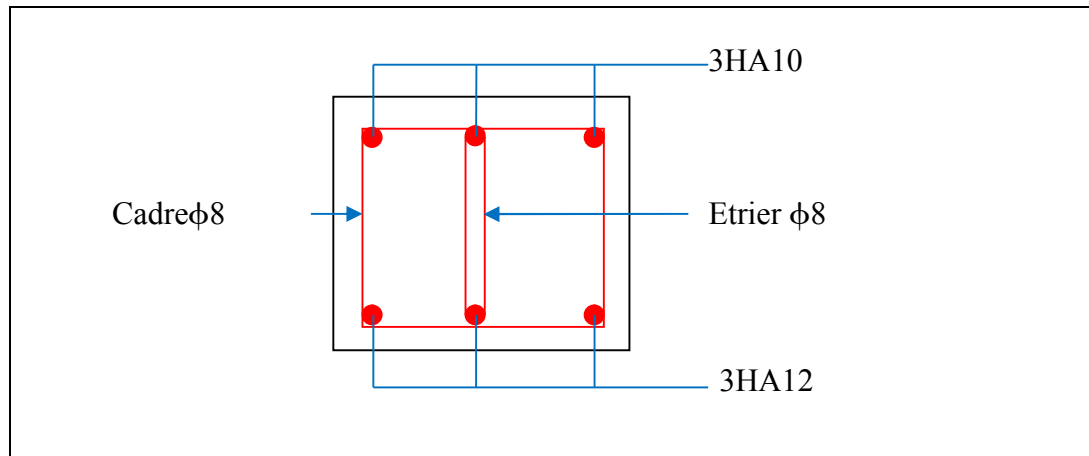


Fig.III.21. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.10. Conclusion

Le but de ce chapitre était la détermination des sections d'acier nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Dans Notre structure nous avons deux types d'escaliers, le premier type est à deux volées le deuxième balancée. Ces deux types ont été étudiés et ferrillés.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

IV.1 Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. Etant donné que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 addenda 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

IV.2 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Dans la méthode statique équivalente, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation. Selon les exigences du RPA99 addenda 2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (*RPA99 addenda 2003 article 4.3.6*).

IV.2.1. Calcul de la force sismique totale à la base

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 addenda 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

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

W : poids total de la structure.

Détermination des coefficients

▪ **Le coefficient A**

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99 addenda 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc : $A=0.15$ selon le **tableau 4.1(RPA99 addenda2003)**.

▪ **Le facteur D**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2 RPA99 addenda 2003**).

$\xi = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol établit par LHNC, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$ (RPA99 addenda 2003).

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions **du RPA99 addenda2003** suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 29.56m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 29.56^{\frac{3}{4}} = 0.634s$$

$D_x = 26.8$ m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$D_y = 20.95$ m ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 29.56}{\sqrt{26.8}} = 0.51s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 29.56}{\sqrt{20.95}} = 0.58s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.51s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.58s$$

$$0.4 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.51}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.73$$

$$0.4 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.59$$

▪ **Le facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (**tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003**)

Tableau IV.1 : valeur de pénalité p_q

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	/	0.05	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05	0	/
Régularité en élévation	0	/	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité de la construction	0	/	0	/

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

- **Coefficient R**

Système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction, $R=5$ (*Tableau 4.3 RPA99addenda 2003*)

- **Poids total de la structure**

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = \{0.2 \text{ pour les étages à usage d'habitation. Tableau 4.5 du RPA99 addenda 2003}$

$$\Rightarrow W = 38224.8933KN$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.73 \times 1.15}{5} \times 38224.8933 = 2281.45KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.15}{5} \times 38224.8933 = 2096.83KN$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

IV.3. 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 on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d’éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 addenda 2003.

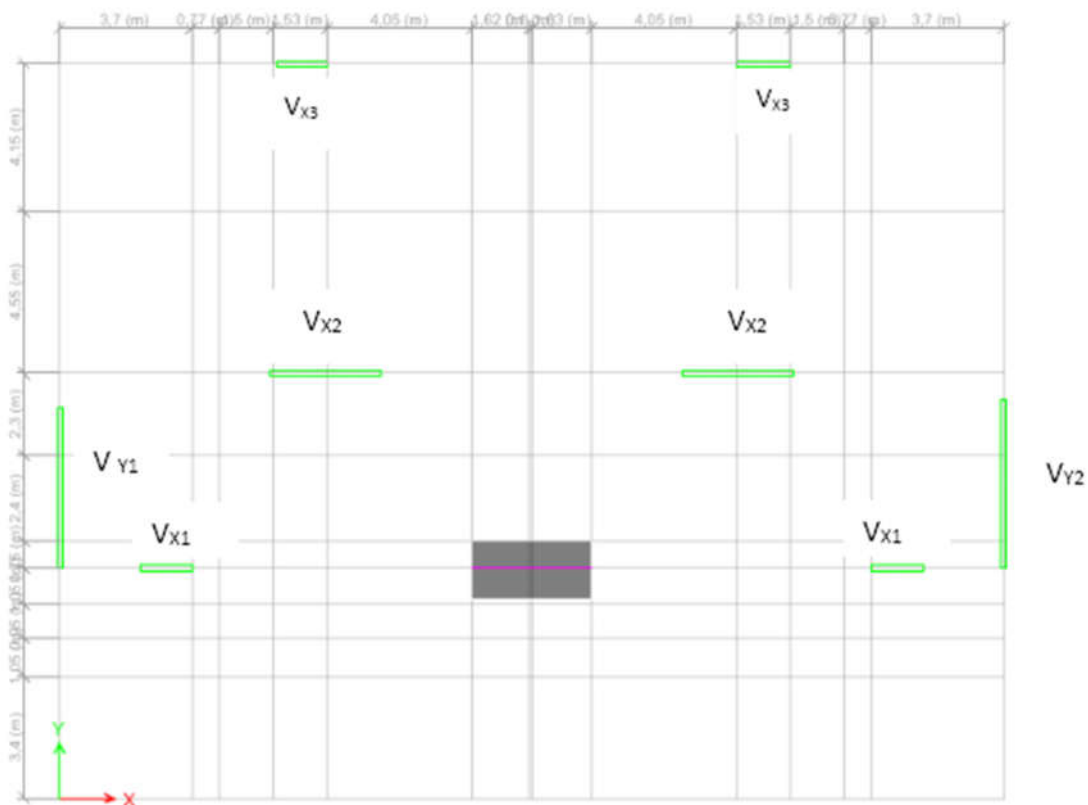


Figure. IV.1. Disposition des voiles

IV.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V , 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 :

Tableau IV.2 : *Vérification de l'effort tranchant à la base*

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2281.45	1825.16	1956.7934	Vérifiée
Sens yy	2096.83	1677.46	2731.93	Vérifiée

IV.4.2. Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.3 : *Période de vibration et taux de participation massique.*

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.66	0.7528	0.000009343	0.7528	0.000009343
Mode 2	0.568	0.00001185	0.7122	0.7528	0.7122
Mode 3	0.46	0.000001663	0.0033	0.7528	0.7155
Mode 4	0.213	0.1176	0.0029	0.8704	0.7183
Mode 5	0.195	0.0086	0.0843	0.879	0.8026
Mode 6	0.141	0.0033	0.0768	0.8823	0.8794
Mode 7	0.119	0.0117	0.0005	0.894	0.8799
Mode 8	0.117	0.0005	0.0239	0.8945	0.9038
Mode 9	0.113	0.0368	0.0031	0.9313	0.9069

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.2. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction Y figure IV.3, et le troisième mode est une rotation autour de Z (figure IV.4.)

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.66s) : translation suivant x-x'**

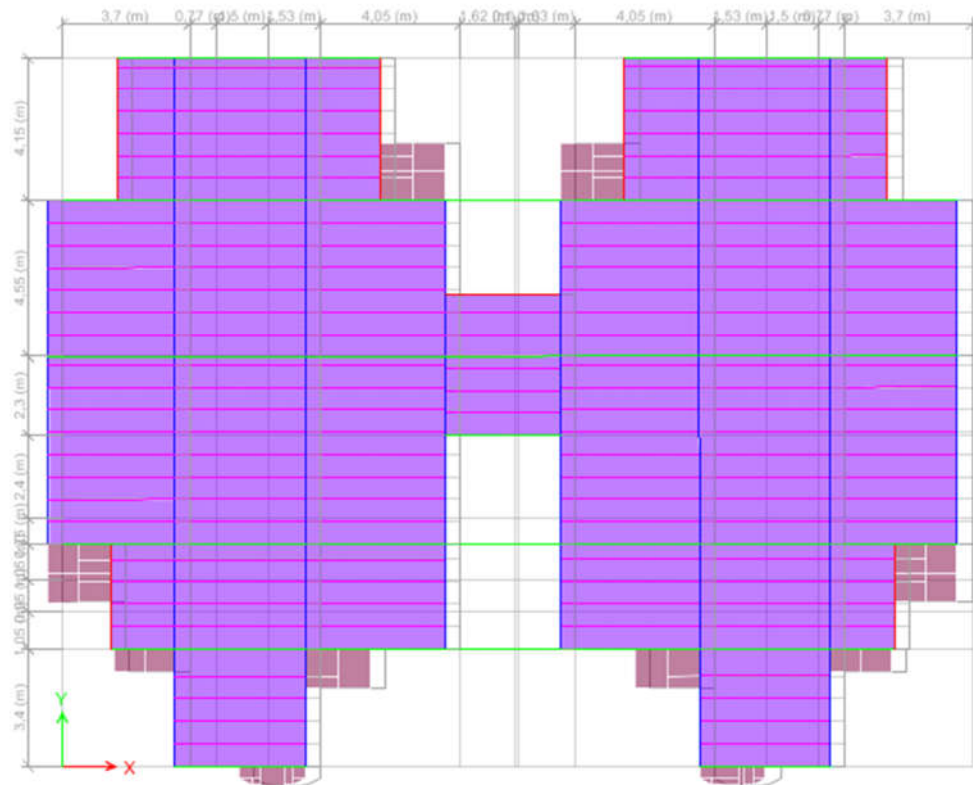
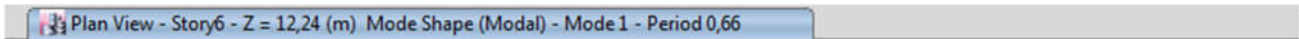


Figure IV.2 : 1^{er} Mode de vibration

- 2^{eme} mode de déformation (T=0.568s) : translation selon y-y'

Plan View - Story6 - Z = 12,24 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,568

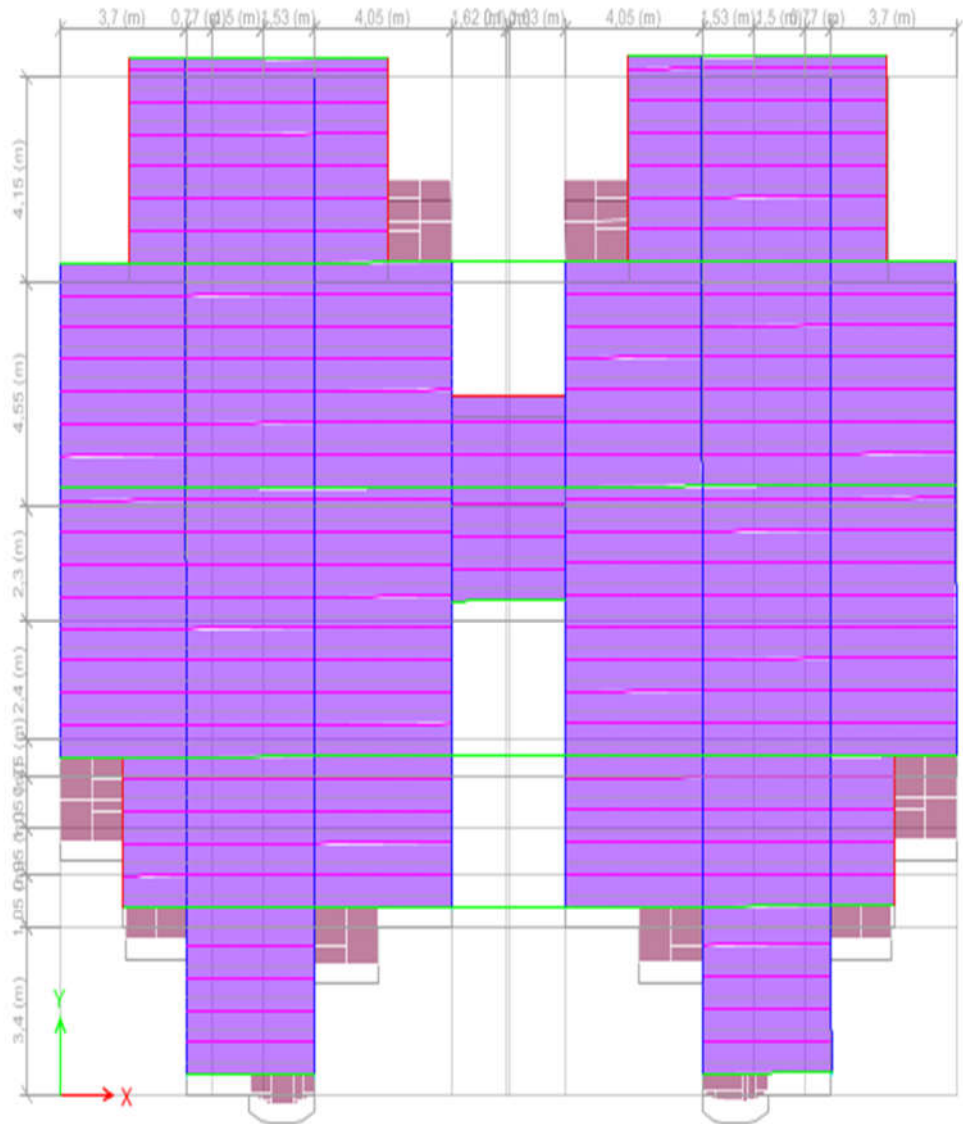


Figure IV.3 : 2^{eme} Mode de vibration

- 3^{eme} Mode de déformation (T=0.46s) : rotation selon z-z'

Plan View - Story6 - Z = 12,24 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,46

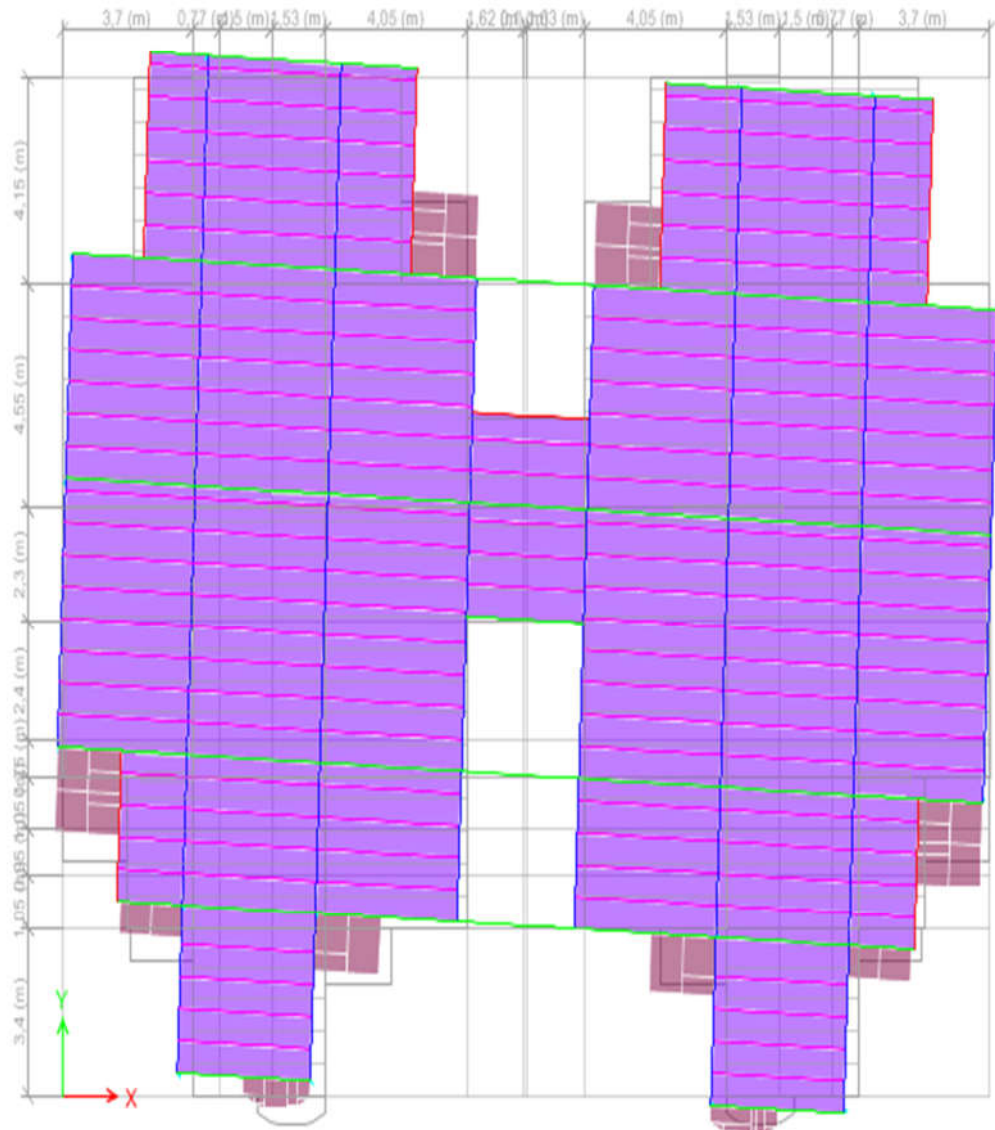


Figure IV.4 :3^{eme} Mode de vibration

IV.4.3. 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 montrent que l'interaction voile portique est vérifiée, sauf dans trois niveaux, ceci peut s'expliquer par l'irrégularité de la structure en élévation.

- **Sous charges verticales**

Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$
Sous sol				
Entre sol2	33760.9112	8058.2471	80.73	19.27
Entre sol1	29011.5452	6757.811	81.11	18.89
RDC	24973.1834	5663.3574	81.51	18.49
1 ^{er} étage	20939.3945	4930.0691	80.94	19.06
2 ^{eme} étage	16784.8329	4274.2171	79.70	20.30
3 ^{eme} étage	12958.9358	3339.0766	79.51	20.49
4 ^{eme} étage	9109.9257	2316.2131	79.73	20.27
5 ^{eme} étage	5369.3167	63.6485	98.83	1.17
Duplex	2052.4156	128.2683	94.12	5.88

Remarque :

Pour les deux derniers étages on voit que l'interaction voile portique n'est pas vérifiée et cela à cause de décrochement de notre structure

- Sous charges horizontales

Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans les deux sens.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
Entre sol2	621.1859	1339.017	31.69	68.31	716.4797	2015.47	26.23	73.77
Entre sol1	1075.9238	734.2387	59.44	40.56	952.1522	1609.26	37.17	62.83
RDC	935.4185	674.7536	58.09	41.91	1022.917	1364.67	42.84	57.16
1 ^{er} étage	933.0909	537.9618	63.43	36.57	1090.801	1101.97	49.75	50.25
2 ^{eme} étage	770.1619	537.068	58.92	41.08	955.8855	983.202	49.30	50.70
3 ^{eme} étage	696.7864	415.4947	62.64	37.36	941.182	687.805	57.78	42.22
4 ^{eme} étage	579.3104	292.3354	66.46	33.54	865.3347	323.757	72.78	27.22
5 ^{eme} étage	206.3677	10.6491	95.09	4.94	807.5117	88.114	90.16	9.84
Duplex	92.194	2.4823	97.38	2.62	393.8593	49.1014	88.92	11.08

Remarque :

Pour les deux derniers étages on voit que l’interaction voile portique n’est pas vérifiée et cela à cause de décrochement de notre structure

IV.4.4. Vérification de l’effort normal réduit

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble due au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad 2003(\text{Art} : 7.1.3.3)$$

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

Cette vérification donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.6 : Vérification de l’effort normale réduit

Niveau	Section du poteau (m ²)	N (KN)	v	Observation
Entre sol2 et 1	0.36	1812.5531	0.201	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	0.3025	1169.5213	0.154	Vérifiée
2,3 et 4 ^{eme} étage	0.250	714.5225	0.114	Vérifiée
5 ^{eme} étage et Duplex	0.2025	287.9154	0.057	Vérifiée

Il est à noter que les sections des différents poteaux ont été revues à la hausse pour que l'interaction soit vérifiée.

IV.4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 addenda2003 (Article 4.4.3)}$$

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 : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 addenda 2003 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

Niveau x	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_x/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_x/h_k (%)
-3.06	0.123	0.615	0	0.615	408	0.15	0.089	0.445	0	0.445	0.11
0	0.302	1.51	0.615	0.895	306	0.29	0.215	1.075	0.445	0.63	0.21
3.06	0.51	2.55	1.51	1.04	306	0.34	0.377	1.885	1.075	0.81	0.26
6.12	0.72	3.6	2.55	1.05	306	0.34	0.578	2.89	1.885	1.005	0.33
9.18	0.93	4.65	3.6	1.05	306	0.34	0.747	3.735	2.89	0.845	0.28
12.24	1.13	5.65	4.65	1	306	0.33	0.935	4.675	3.735	0.94	0.31
15.30	1.30	6.5	5.65	0.85	306	0.28	1.11	5.55	4.675	0.875	0.29
18.36	1.45	7.25	6.5	0.75	306	0.25	1.277	6.385	5.55	0.835	0.27
22.42	1.54	7.7	7.25	0.45	406	0.11	1.499	7.495	6.385	1.11	0.36

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \dots\dots\dots (\text{RPA99 / 2003 Article 5.10}).$$

▪ **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 :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99 addenda 2003(Article 5.9)}$$

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 :

Tableau IV.8 : Vérification a L'effet P-Δ.

niveaux (m)	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)
-3.06	306	10024.6633	0.615	1956.7934	0.01029624	0.445	2043.5855	0.00713371
0	306	6087.0906	0.895	1892.6302	0.00940688	0.63	1981.7675	0.00632377
3.06	306	5103.5545	1.04	1791.1368	0.00968403	0.81	1889.5245	0.00714963
6.12	306	4445.7957	1.05	1641.4449	0.00929375	1.005	1750.5938	0.00834082
9.18	306	3859.5052	1.05	1449.1827	0.00913853	0.845	1561.0589	0.00682728
12.24	306	3024.4615	1	1220.0265	0.00810135	0.94	1321.2218	0.007032
15.30	306	2104.9007	0.85	941.447	0.0062106	0.875	923.4747	0.00651768
18.36	306	1167.0568	0.75	623.6947	0.00458627	0.835	680.7661	0.00467799
22.42	406	2407.865	0.45	294.7948	0.00905313	1.11	308.1384	0.02136403

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

Les poteaux :

- entre sol 1 et 2 : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$,
- RDC, 1^{ère} étages : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$,
- 2, 3, et 4^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$,
- 5^{ème} étages et duplex : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$,

Les poutres :

Poutre principale : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

L'épaisseur des voiles :

Voile d'entre sol 1 et 2 : 20 cm.

Voile de RDC et étage courant : 15 cm.

V.1. Introduction

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se font à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1) 1.35G+1.5Q
 - 2) G+Q
 - 3) G+Q+E
 - 4) G+Q-E
 - 5) 0.8G+E
 - 6) 0.8G-E
- RPA99 /version2003 (Article 5.2)

Pour notre structure, nous avons quatre types de poteaux à étudier :

- Entre sol 1,2 : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$,
- RDC, 1^{er} étage : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$,
- 2, 3, 4^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$,
- 5^{ème} étages et duplex : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$,

V.2.1. Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40 \phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

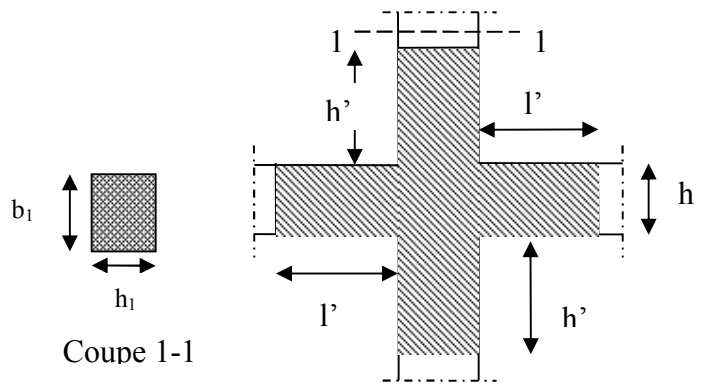


Fig.V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

Tab V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par 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
Entre sol 1,2	60×60	28.8	144	216
RDC, 1 ^{ere} étages	55×55	24.2	121	181.5
2,3,4 ^{eme} étages	50×50	20	100	150
5 ^{eme} étages et duplex	45×45	16.2	81	121.5

b) Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la}$$

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme. Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre sol 1,2	-1812.55	-45.26	-96.61	-1456.88	875.98	4.34	68.38
RDC, 1 ^{ère} étages	-1272.92	-26.26	-85.16	-892.22	361.83	16.64	79.44
2,3,4 ^{ème} étages	-884.20	-26.37	-120.9	-28.40	96.46	11.81	71.84
5 ^{ème} étages et duplex	-351.63	-25.30	-88.19	-192.29	26.48	9.37	89.83

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul

Soit le poteau de L'entre sol 1 et 2 (60×60):

$b = 60cm$; $h = 60cm$

$d = 57cm$; $d' = 3cm$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a. Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$

$$N_{\max} = 1812.55 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 45.26 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{45.26}{1812.55} \times 100 = 2.50 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 534.65 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 444.127 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1506.04 \text{ KN.m}$$

$$444.127 \text{ KN.m} < 1506.04 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{534.65 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.57^2 \times 18.57} = 0.148 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,148}) = 0.202$$

$$\text{On a: } \mu_{bu} = 0,148 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.523 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{534.65 \times 10^{-3}}{0,523 \times 400} \times 10^4 = 25.56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 25.56 - \frac{1812.55 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -19.75 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

b) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$

$$M_{\max} = 96.61 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corres}} = -1456.88 \text{ KN} \Rightarrow \text{sous la combinaison G+Q+Ey}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{96.61}{1456.88} \times 100 = 6,63 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{c à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 489.9676 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 296.75 \text{ KN.m} \quad ; \quad (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1514.20 \text{ KN.m}$$

$$296.75 \text{ KN.m} < 1514.20 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0.136 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = 0.183 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,136 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A :

$$z = 0.528m \Rightarrow A_1 = 23.20cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 23.20 - \frac{1456.88 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -13.22cm^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 cm^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

c) Calcul sous $N_{min} \rightarrow M_{corres}$

$$N_{min} = 875.98 KN . \rightarrow M_{corres} = 4.34 KN.m \Rightarrow \text{sous la combinaison } 0,8G+Ey$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.34}{875.98} \times 100 = 0.495 cm < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 cm \Rightarrow c \text{ à l'intérieur de la section}$$

Il doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = -232.17KN.m$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = -705.20KN.m ; (0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 1514.20 KN.m$$

$$-705.20KN.m < 1514.20 KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = -0.0644 , \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \alpha = -0.0781 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\gamma_s = 1)} = 400MPa$$

On a : $\mu_{bu} = -0,0644 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

Calcul de A :

$$z = 0.59m \Rightarrow A_1 = -9.84cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -9.84 + \frac{875.98 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 12.06cm^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

V.2.3. Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
Entre sol 1,2	60×60	1812.55	45.25	0.00	0.00	28.8	30.29	12HA16+4HA14
		875.98	4.34	0.00	0.00			
		1456.88	96.61	0.00	12.06			
RDC, 1 ^{ère} étages	55×55	1272.92	26.26	0.00	0.00	24.2	24.63	16HA14
		361.83	16.64	0.00	5.63			
		892.22	85.16	0.00	0.00			
2,3,4 ^{ème} étages	50×50	884.20	26.37	0.00	0.00	20	22.99	12HA14+4HA12
		96.46	11.81	0.00	1.91			
		28.40	120.90	0.00	7.30			
5 ^{ème} étages et duplex	45×45	351.63	25.30	0.00	0.00	16.2	18.10	16HA12
		26.48	9.37	0.00	0.91			
		192.30	88.19	0.00	3.03			

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA. Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tab V.4 : Armatures transversales des poteaux

Section (cm ²)	$\varnothing_{l_{\min}}$ (cm)	l_r (m)	λ_g	V_u	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A_t (cm ²)	A_t^{\min} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
60×60	1.4	2.856	4.76	68.38	10	15	1.07	2.16	4.71	6HA10
55×55	1.4	2.142	3.89	79.44	10	15	1.35	3.18	4.71	6HA10
50×50	1.2	2.142	4.28	71.84	10	15	1.35	2.4	4.71	6HA10
45×45	1.2	2.842	6.32	89.83	10	15	1.25	1.35	4.71	6HA10

Conformément au **RPA** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la

$$\text{condition suivante : } \phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3}$$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$.

V.2.4. Vérification**a) Vérification au flambement :**

Selon **BAEL91**, (**art 4.4.1**) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93 (art B.8.4, 1)}$$

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_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (MN)	N _{max} (MN)
Entre sol 1,2	60 × 60	4.08	2.856	16.49	0.814	30.29	3364	5.93	1.812
RDC, 1 ^{ère} étages	55 × 55	3.06	2.142	13.49	0.825	24.63	2809	4.99	1.272
2,3,4 ^{ème} étages	50 × 50	3.06	2.142	12.84	0.828	22.99	2304	4.20	0.884
5 ^{ème} étages et duplex	45 × 45	4,06	2.842	21.89	0.788	18.10	1849	3.09	0.352

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du Béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

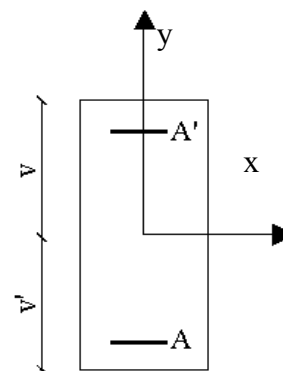


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Contrainte de compression

Niveau	Entre sol 1,2	RDC,1 ^{ere} étages	2,3,4 ^{eme} étages	5 ^{eme} étages et duplex
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	54	49.5	45	40.5
A (cm ²)	30.29	24.63	22.99	18.10
S (m ²)	0.405	0.339	0.284	0.230
V (cm)	32.68	29.89	27.42	24.62
V' (cm)	27.32	25.11	22.58	20.38
I _{yy'} (m ⁴)	0.013124	0.009219	0.0064205	0.0041928
N _{ser} (KN)	1242.57	927.34	644.28	256.76
M _{ser} (KN.m)	27.85	35.29	88.27	58.87
M _{serG} (KN.m)	61.15	57.45	104.469	64.31
σ _{bc1} (MPa)	4.59	4.60	6.73	4.89
σ _{bc2} (MPa)	4.34	4.30	5.94	4.24
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le **RPA99/version2003 (Art7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante et les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)
Entre sol 1,2	60×60	2.856	4.76	0.04	54	68.38	0.211	1
RDC,1 ^{ere} étages	55×55	2.142	3.89	0.04	49.5	79.44	0.292	1
2,3,4 ^{eme} étages	50×50	2.142	4.28	0.04	45	71.84	0.319	1
5 ^{eme} étages et duplex	45 × 45	2.842	6.32	0.075	40.5	89.83	0.493	1.875

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V.2.5. Dispositions constructives

▪ Longueur des crochets des armatures transversales

$$L = 10 \times \phi_t$$

$$\phi_t = 10 \text{ cm} \rightarrow L = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} .$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm} .$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm} .$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2$$

$$\text{On adopte : } L_r = 50 \text{ cm} .$$

▪ 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).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Pour les paramètres (h') et (l') voir paragraphe (II.1.a).

- Entre sol 1 et 2 :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(60.5; 60; 60; 60 \text{ cm}) = 60.5 \text{ m}$$

- RDC, 1^{ère} étage :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(43.5; 55; 55; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- 2, 3, 4^{ème} étages :

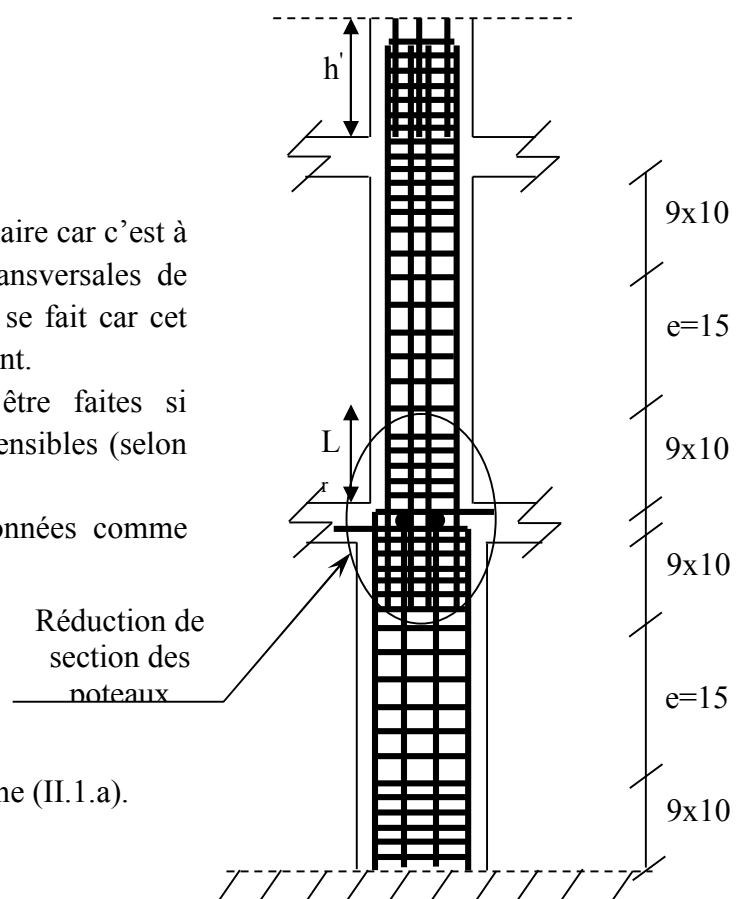


Fig. V.3 : Coupe longitudinale

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(43.5 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- 5^{ème} étages et duplex :

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(43.5 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

II.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

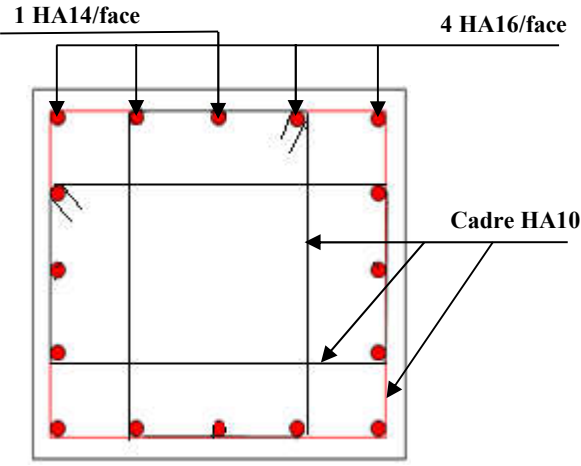
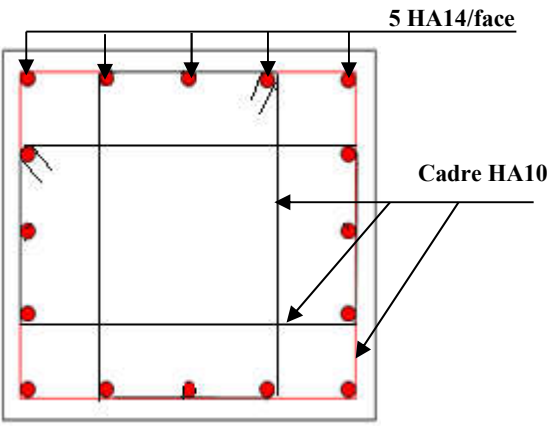
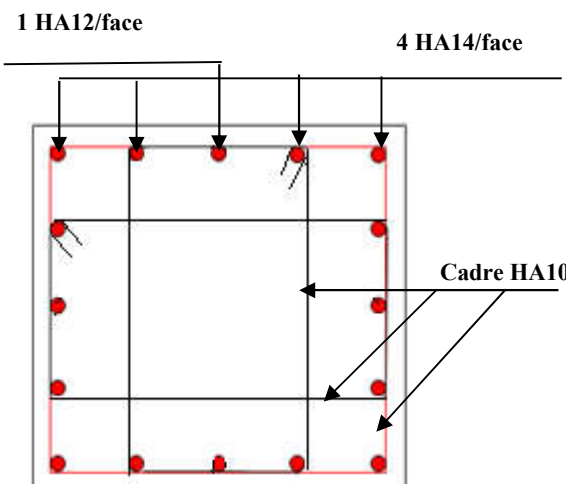
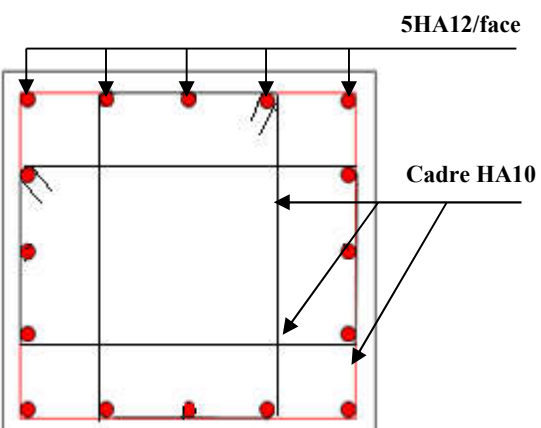
Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage
 <p>1 HA14/face 4 HA16/face</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>5 HA14/face</p> <p>Cadre HA10</p>
Poteau (60×60)	poteau (55×55)
2,3 et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage et duplex
 <p>1 HA12/face 4 HA14/face</p> <p>Cadre HA10</p>	 <p>5 HA12/face</p> <p>Cadre HA10</p>
Poteau (50×50)	Poteau (45×45)

Fig. V.4. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

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 des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 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/version2003 suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99/Version 2003 (Art 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×45),
- poutres secondaires (30×40).

V.3.1. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferriage: RPA99/2003 (Art 7.5.2)

- Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\% b \times h$ En zone courante.

$6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la pousser au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} (cm ²)
Etages courants	Principale	30×45	54	81	6.75
	Secondaire	30×40	48	72	6
Terrasse	Principale	30×45	54	81	6.75
	Secondaire	30×40	48	72	6

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

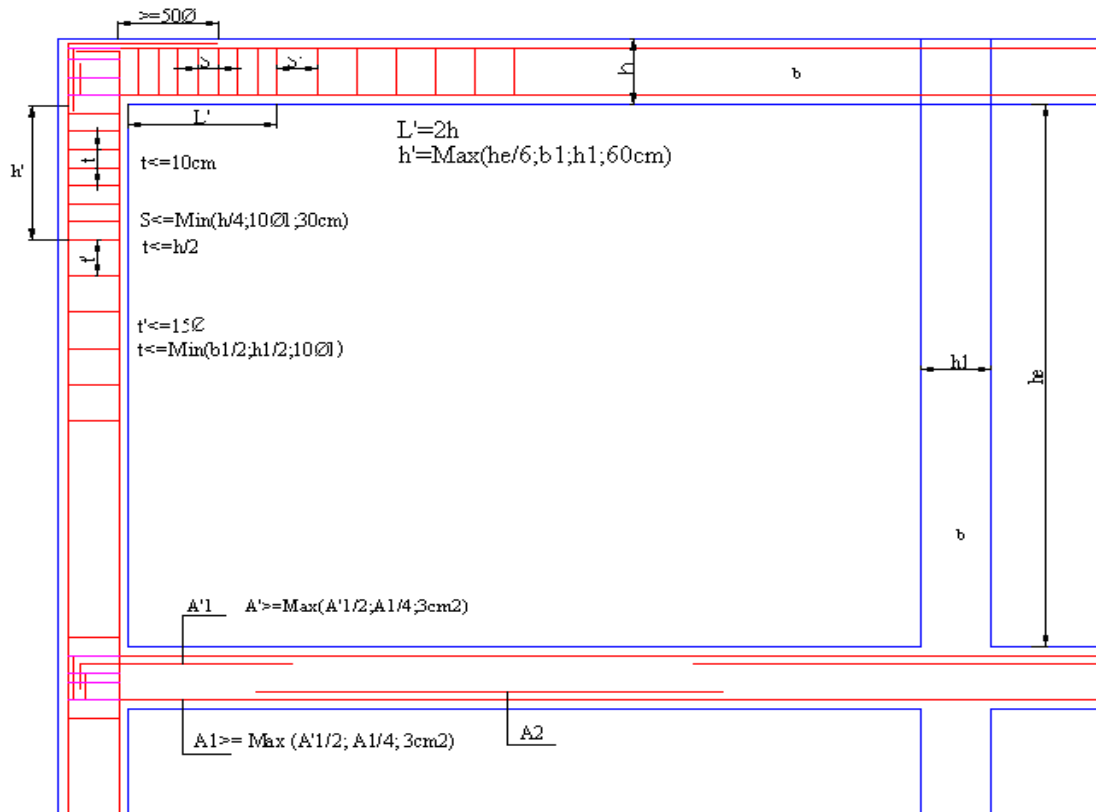
$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



FigV.5 : Dispositions constructives des portiques

V.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Armatures longitudinales

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation de l'Etages. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (Amin) du RPA.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

TabV.9: Ferrailage des poutres

Etage	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	L _r (cm)
Etages courants	Principale	30×45	Appui	6.26	6.75	3HA14+3HA12=8.01	56
			Travée	5.75		3HA14+3HA12=8.01	56
	Secondaire	30×40	Appui	6.87	6	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	6.38		3HA14+2HA12=6.88	56
Terrasse	Principale	30×45	Appui	6.78	6.75	3HA14+3HA12=8.01	56
			Travée	6.22		3HA14+3HA12=8.01	56
	Secondaire	30×40	Appui	8.36	6	6HA14=9.24	56
			Travée	5.90		3HA14+2HA12=6.88	56

L_r : longueur de recouvrement.

b) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91}$$

- **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications**A) A ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63\text{cm}^2 \text{BAEL.91(Art F.IV.2)}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$

TabV.10 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	148.88	2.55	Vérifiée
Poutres secondaires	64.23	0.90	Vérifiée

3) Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

➤ Etages courants

Poutres principales

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [148.88 - \frac{102.051}{0.9 \times 0.43}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3.23 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 148.88 \times 10^{-3}}{400} = 4.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [64.23 - \frac{97.562}{0.9 \times 0.38}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -6.35 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire.

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 64.23 \times 10^{-3}}{400} = 1.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Terrasse

Poutres principales

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [111.68 - \frac{94.51}{0.9 \times 0.43}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -3.81 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 111.68 \times 10^{-3}}{400} = 3.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}] \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [41.96 - \frac{100.67}{0.9 \times 0.38}] \times 10^{-3} \Rightarrow A_l \geq -7.25 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15 \times 41.96 \times 10^{-3}}{400} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

B) À l'ELS

1) L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2) État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible 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 suivant :

TabV.11 : Vérification de la contrainte limite de béton

Plancher	Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Etages Courants	Poutres principales	Appuis	-68.52	129617	12.93	6.83	15
		Travées	63.87	129617	12.93	6.37	15
	Poutres secondaires	Appuis	-82.85	86436.44	13.09	12.55	15
		Travées	66.56	86436.44	13.09	10.08	15
Terrasse	Poutres principales	Appuis	-56.61	129617	12.93	5.65	15
		Travées	45.85	129617	12.93	4.57	15
	Poutres secondaires	Appuis	-30.09	107067.84	14.65	4.12	15
		Travées	18.91	86436.44	13.09	2.86	15

3) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91**, la vérification de 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

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{545} = 0.0826 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0826 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{63.876}{10 \times 161.544} = 0.039 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{8.01 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.43} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{405} = 0.099 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.099 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{66.56}{10 \times 122.27} = 0.054 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.38} = 0.0081 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

C) Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99 (Article 7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers Niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.85 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tab V.12 : Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol 1,2	60×60	51	15.15	537.59
RDC, 1 ^{ère} étages	55×55	46.75	12.31	400.71
2,3,4 ^{ème} étages	50×50	42.5	11.49	340.02
5 ^{ème} étages et duplex	45×45	38.25	9.05	240.93

2) Détermination du moment résistant dans les poutres Les résultats obtenus sont :

Tab V.13 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1.25 × (M _w + M _e)	M _N + M _S
Entre sol 1,2	Poutre principale	106.62	106.62	266.55	1075.18
	Poutre secondaire	81.40	81.40	203.51	
RDC, 1 ^{er} étages	Poutre principale	106.62	106.62	266.55	801.42
	Poutre secondaire	81.40	81.40	203.51	
2,3,4 ^{ème} étages	Poutre principale	106.62	106.62	266.55	680.04
	Poutre secondaire	81.40	81.40	203.51	
5 ^{ème} étage et duplex	Poutre principale	106.62	106.62	266.55	481.86
	Poutre secondaire	109.33	109.33	273.32	

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.4. Schémas de ferrailage des poutres

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres principales. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutres.

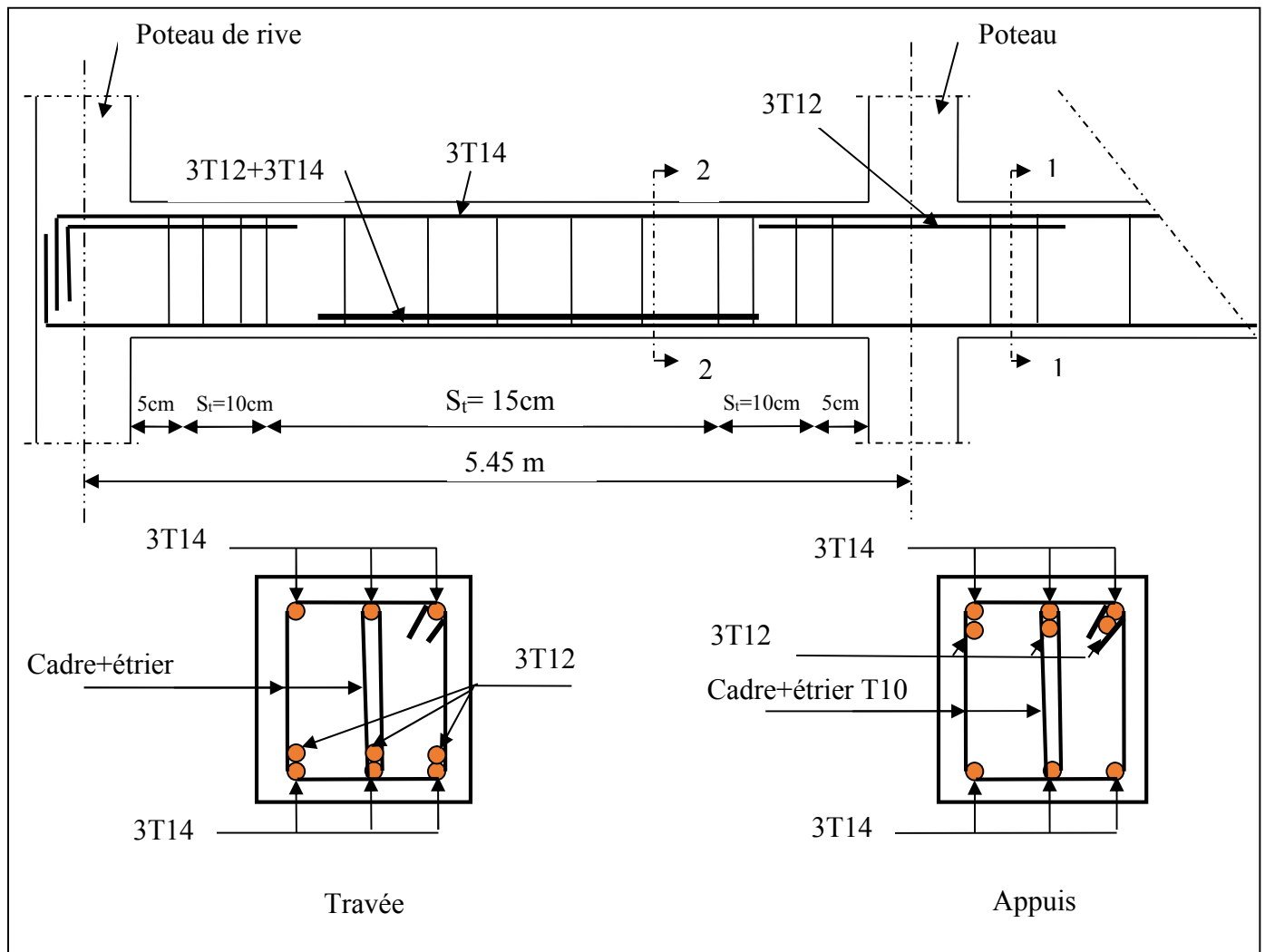


Fig. V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.4 Etude des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA révisé 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

a) Armatures verticales

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

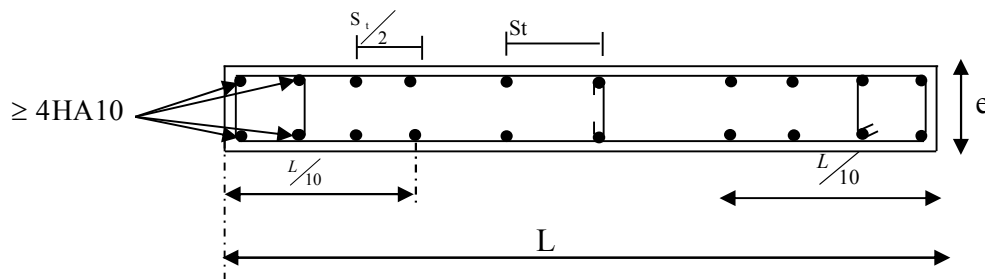


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.1. Le ferrailage

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e x L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 L ; \quad d' = 0.1 L$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

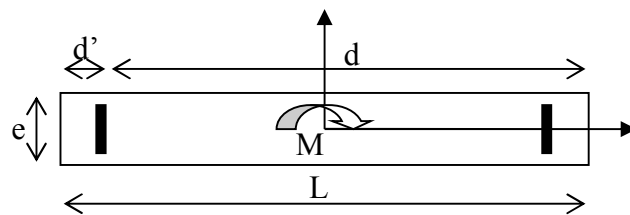


Fig. V.8 : Schéma d'un voile plein

• Armatures horizontales :

On fixe St et on calcule A_t avec la formule suivante :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

• La longueur de recouvrement :

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi L_r & \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$\phi < e/10$ zone courante.

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

Av cal /face: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

Av min/face : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Av adop/face : Section d'armature verticale adoptée par face.

N^{barre}/face: nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur L/10 et l'autre au milieu du voile).

Ah min/face/ml : Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.

Ah cal/face/ml: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

Ah adop/face: Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

N^{barre}/face/ml : nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

Voile V_{Y1} :

Tab V.14 : Résultats de ferrailage du voile V_{Y2}

Niveau	Entre sol 1et2	RDC et 1 ^{er} étage	2,3et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage, duplex
L (m)	4.40	4.40	4.40	4.40
e(cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	612.16	213.42	27.62	39.76
N (KN)	-1536.68	-1464.15	-1276.52	-174.27
V(KN)	178.35	86.59	78.009	16.47
τ_U Mpa	0.29	0.19	0.17	0.035
Av cal /face (cm ²)	23.23	20.18	16.50	2.15
Av min/face (cm ²)	13.05	9.8	9.8	9.8
Av adop/face (cm ²)	30.79	22.62	22.62	15.71
N ^{barre} /face	20 HA14	20HA12	20HA12	20HA10
S _t (cm)	20	20	20	20
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.36	0.18	0.16	0.033
Ah min/face/ml (cm ²)	0.6	0.45	0.45	0.45
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N ^{barre} /esp	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Voile V_{X1} :Tab V.15 : Résultats de ferrailage du voile V_{X1}

Niveau	Entre sol 1et2	RDC et 1 ^{er} étage	2,3et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage, duplex
L (cm)	1.15	1.15	1.15	1.15
e(cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	25.59	26.51	25.33	77.62
N (KN)	-983.57	-707.98	-552.5	-97.43
V(KN)	30.48	40.97	52.045	75.03
τ_U Mpa	0.19	0.35	0.44	0.64
Av cal /face (cm ²)	10.69	9.22	7.22	1.75
Av min/face (cm ²)	3.45	2.60	2.60	2.60
Av adop/face (cm ²)	12.32	12.32	9.05	6.28
N ^{barre} /face	8HA14	8HA14	8HA12	8HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.18	0.25	0.31	0.45
Ah min/face/ml (cm ²)	0.45	0.34	0.34	0.34
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N ^{barre} /esp	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Voile V_{X2} :Tab V.16 : Résultats de ferrailage du voile V_{X2} :

Niveau	Entre sol 1et2	RDC et 1 ^{er} étage	2,3et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage, duplex
L (cm)	1.30	1.30	1.30	1.30
e(cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	26.14	24.37	15.07	73.06
N (KN)	-1025.27	-761.83	-588.42	-102.30
V(KN)	24.33	23.57	16.20	40.60
τ_U Mpa	0.14	0.18	0.12	0.30
Av cal /face (cm ²)	12.89	10.80	7.30	2.30
Av min/face (cm ²)	3.75	2.81	2.81	2.81
Av adop/face (cm ²)	13.85	13.85	10.18	7.07
N ^{barre} /face	9HA14	9HA14	9HA12	9HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.13	0.13	0.084	0.21
Ah min/face/ml (cm ²)	0.45	0.34	0.34	0.34
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N ^{barre} /esp	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

Voile V_{X3} :

Tab V.17 : Résultats de ferrailage du voile V_{X3} :

Niveau	Entre sol 1et2	RDC et 1 ^{er} étage	2,3et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage
L (cm)	1.25	1.25	1.25	1.25
e(cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	30	49.12	52.73	72.28
N (KN)	-841.77	-661.63	-469.44	-101.21
V(KN)	37.23	43.63	47.50	59.52
τ_U Mpa	0.22	0.34	0.37	0.46
Av cal /face (cm ²)	10.72	9.09	6.71	2.24
Av min/face (cm ²)	3.75	2.81	2.81	2.81
Av adop/face (cm ²)	12.32	9.05	9.05	6.28
N ^{barre} /face	8HA14	8HA12	8HA12	8HA10
S _t (cm)	15	15	15	15
Ah cal/face/ml (cm ²)	0.21	0.24	0.26	0.32
Ah min/face/ml (cm ²)	0.45	0.34	0.34	0.34
Ah adop/face (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.01
N ^{barre} /esp	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
S _t (cm)	20	20	20	20

A travers ces tableaux on voit bien que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.4.2. Schémas de ferrailage

On prend comme exemple de ferrailage le voile V_{X1} au niveau de Enter sol ($L \times e = 115 \times 20 \text{ cm}^2$):

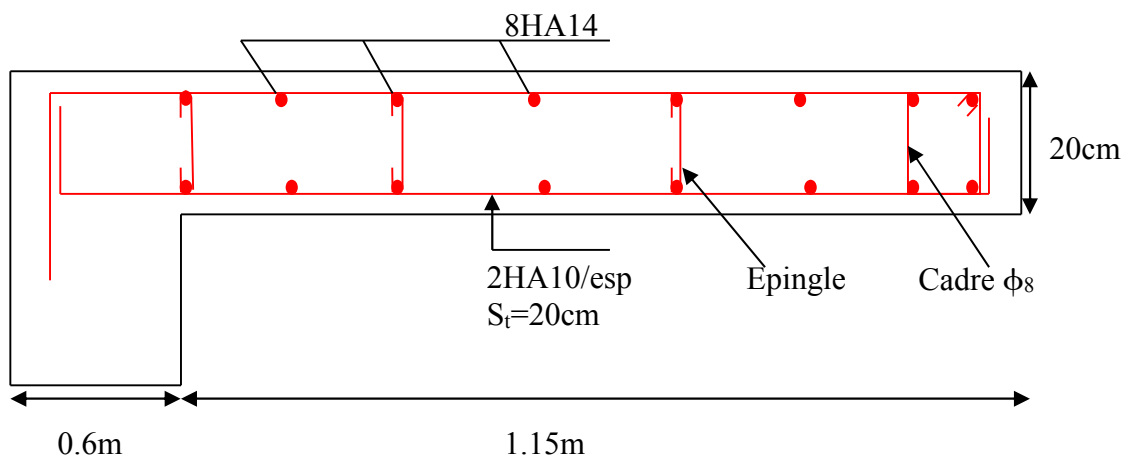


Figure V.9 : Schéma de ferrailage du voile V_{X1} Au entre sol

V.5. Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1. Introduction

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Sous les efforts transmis le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

VI.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2 bars.

VI.2.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$S = A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B$$

$$N = 2096.49 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N \times a}{b \times \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2096.49 \times 0.6 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.2}} = 3.23 \text{ m}$$

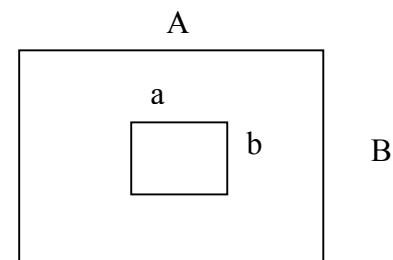


Figure VI.1. Semelle isolée

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

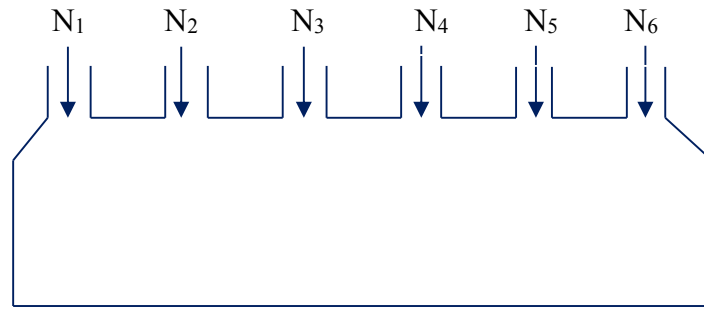


Figure VI.2. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

- $N_1 = 829.22 \text{ KN}$
- $N_2 = 1333.02 \text{ KN}$
- $N_3 = 1734.45 \text{ KN}$
- $N_4 = 2096.49 \text{ KN}$
- $N_5 = 1699.34 \text{ KN}$
- $N_6 = 1598.48 \text{ KN}$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 9291.01 \text{ KN}$$

Portique N°6 (le plus sollicité) :

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} = \frac{9291.01}{200 \times 22.1} = 2.1 \text{ m}$$

On remarque que l'entraxe entre les deux portiques est de 3.35 m donc on a pris le choix des semelles filantes.

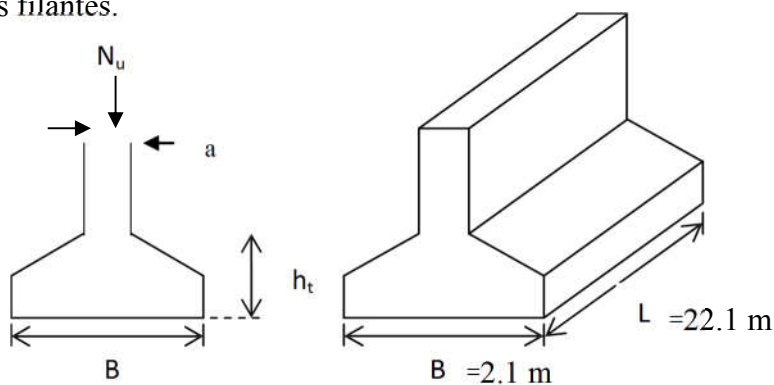


Figure VI.3 Coupe d'une semelle filante.

- Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{2.1 - 0.6}{4} + 0.05 = 0.425 \text{ m}$$

On opte pour $h = 60 \text{ cm}$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0.6 + 0.6 + 2 \times 0.6) \times 2 = 4.8 \text{ m}$$

$$Q_u = 2096.49 \text{ KN} \leq 2160 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte de sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivant dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

on a : $I_y = 1888.93 \text{ m}^4$; $I_x = 17.05 \text{ m}^4$; $X_G = 11.05 \text{ m}$;

$Y_G = 1.05 \text{ m}$; $S = 46.41 \text{ m}^2$.

Sens X - X : $N = 3361.88 \text{ KN}$; $M_x = 258.76 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} Y_G = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y_G = 0.057 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.08 \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Sens Y - Y : $N = 3361.88 \text{ KN}$; $M_y = 128.08 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G = 0.074 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} X_G = 0.073 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.074 \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Dans le sens X-X $e = \frac{258.76}{3361.88} = 0.077 \text{ m} \leq \frac{22.1}{4} = 5.525 \text{ m}$

Dans le sens Y-Y $e = \frac{128.08}{3361.88} = 0.038 \text{ m} \leq \frac{2}{4} = 0.5 \text{ m}$

- **Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$il\ faut\ que : N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s=1.5$)

S_s : Surface de la semelle = 44.2 m²

γ_w : 10KN/m³ (poids volumique)

H : la hauteur d'encrage de la semelle (H=1.5m)

$N=3361.88\text{ KN} > 1.5 \times 1.5 \times 46.41 \times 10 = 1044.22\text{ KN}$vérifiée

VI.4. Ferrailage

Principale :

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{9291.01 \times (2.1 - 0.6)}{8 \times 0.55 \times 348} = 91.02 \text{ cm}^2$$

Secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différent N_i donc on met seulement des aciers de construction. $A_r = \frac{A_s}{3} = 30.34 \text{ cm}^2$

Soit:

$S_{//B}=111T12=125.43\text{cm}^2$; $S_t=20\text{cm}$.

$S_{//L}=16T16=32.17\text{cm}^2$; $S_t=15\text{cm}$.

➤ **Calcul de la poutre de rigidité :**

Dimensionnement :

$$L = 5.45 \text{ m} \Rightarrow \frac{L}{9} \leq h_{poutre} \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 60.55 \text{ cm} \leq h_{poutre} \leq 90.83 \text{ cm}$$

Avec L : entre-axe max entre deux poteaux on prend H = 70 cm.

La largeur de la poutre b = 70 cm

➤ **Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :**

$$q_u = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{9291.01}{22.1} = 420.41 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{3361.88}{22.1} = 151.12 \text{ KN / ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot minorée (tenant des fissurations Nuisible).

Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau Ci-dessous

Tableau VI.1 : Calcul des sollicitations a L'ELU :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_U(KN/m)$	$Ma (KN.m)$		$M_t (KN.m)$	$V_{max} (KN)$
				M_g	M_d		
A-B	3.4	3.4	420.41	0	-455.90	317.77	748.77
B-C	3.05	2.44	420.41	-455.90	-708.50	85.22	558.31
C-D	5.45	4.36	420.41	-708.50	-810.59	801.78	1126.89
D-E	4.55	3.64	420.41	-810.59	-760	302.79	965.73
E-F	4.15	4.15	420.41	-760	0	564.95	850.23

Tableau.VI.2 : ferrailage de la poutre de rigidité

Localisation	$M_t (KN.m)$	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Travée	801.78	40.42	5.49	10HA25 = 49.09 cm ²
Appuis	810.59	40.86	5.49	10HA25 = 49.09 cm ²

- **Vérification a L'ELU** :
L'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{1126.89 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.62} = 2.36MPa$$

Tableau.VI.3 : Calcul des sollicitations a L'ELS :

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_S (KN/m)$	$Ma (KN.m)$		$M_t (KN.m)$	$V_{max} (KN)$
				M_g	M_d		
A-B	3.4	3.4	151.12	0	-163.88	144.11	208.70
B-C	3.05	2.44	151.12	-163.88	-254.68	30.63	200.69
C-D	5.45	4.36	151.12	-254.68	-291.37	288.21	405.07
D-E	4.55	3.64	151.12	-291.37	-111.15	195	383.40
E-F	4.15	4.15	151.12	-111.15	0	272.13	340.42

- **Vérification a L'ELS** :

- Dans le béton :

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

- Dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{f_{t28}} \times \eta\right) = 201.63MPa.$$

Les resultat sont resume dans le tableau suivant ;

Tableau.VI.4. Vérification des contrainte

	$M_s(KN.m)$	Y(cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	observation
travée	288.21	26.72	0.0132474	5.81	115.13	vérifiée
appuis	-291.37	26.72	0.0132474	5.88	116.39	vérifiée

-Armateur transversale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 70; 16) \Rightarrow \phi_t \leq 16mm \text{ ; soit : } \phi_t = 10mm$$

- Espacement des aciers transversaux :

Soit $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$1) \quad S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t = \min(55.8; 40) = 40cm$$

$$2) \quad S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.7} = 67.28 \Rightarrow S_t \leq 67.28cm$$

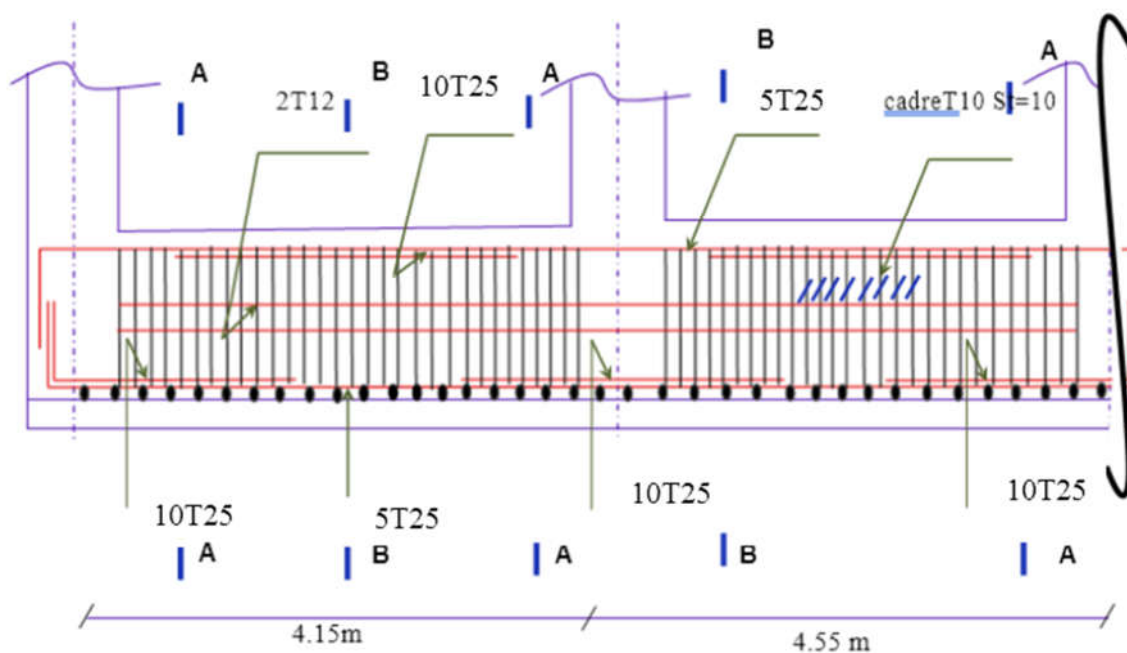
$$3) \quad S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.8 \times 4.71 \times 10^{-4} \times 400}{0.7 [2.36 - 0.3 \times 2.1]} = 12.44cm \Rightarrow S_t \leq 12.44cm$$

Soit : $S_t = 10cm$

▪ Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 70 cm le BAEL exigé de metre des armatures de peau de section $A_P = 3 \text{ cm}^2/ml$ de hauteur, on a $H = 70cm$ donc :

$$3 \times 0.7 = 2.1cm^2, \text{ soit } 2HA12 = 2.26cm^2/face$$



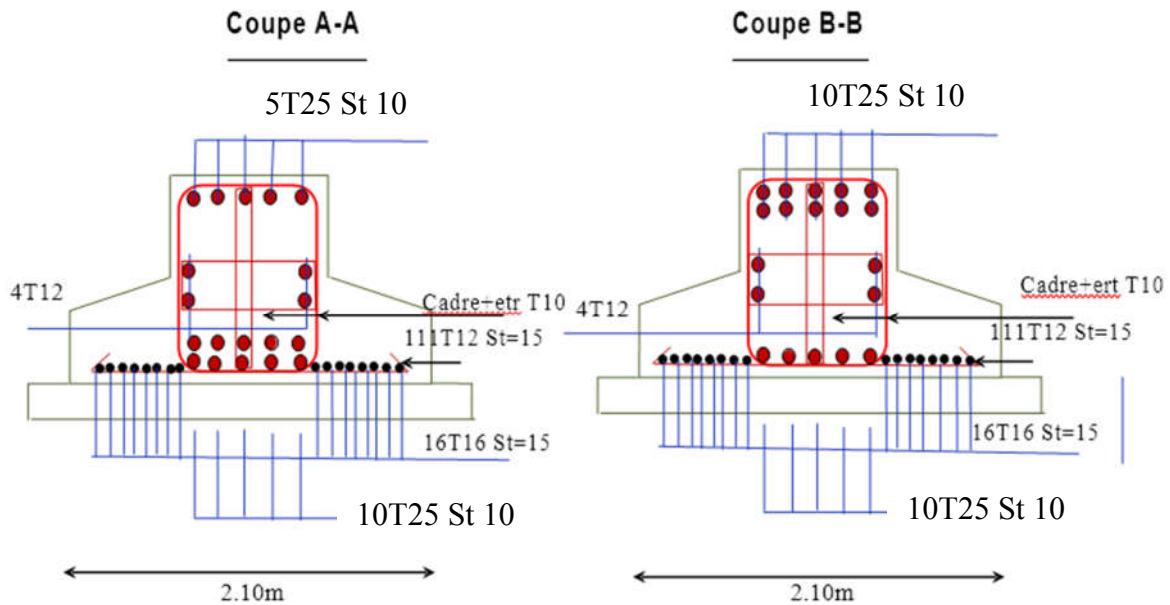


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante

VI.5. Mur adossé

• Dimensionnement des Mur :

- La hauteur $h=4.08$ m
- La longueur $L=4.05$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

• Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 22KN / m^3$
- L'angle de frottement $\phi = 25^\circ$
- La cohésion $c = 0$ bar.

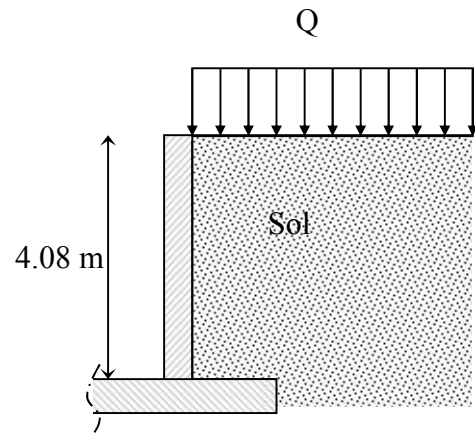


Fig.VI.5. Mur adossé

• Evaluation des charges et surcharges :

- Le Mur adossé et soumis à :

a) La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times tg(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) = 36.43KN / m^2$$

b) Charge due à la surcharge :

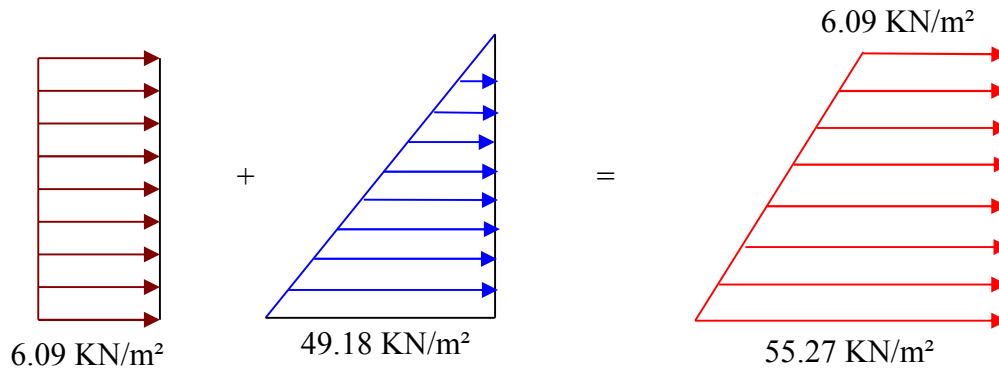
$$Q = q \times tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 4.06 \text{ KN/m}$$

- **Ferraillage du mur**

Le mur sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

➤ **A L'ELU**



Figures VI.6. Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 42.98 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 42.98 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.05 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.08 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.99 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.99 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 26.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 25.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 22.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 22.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 13.25 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \cdot h$ condition exigée par le RPA

Tableau. VI.5. Section des armatures du Mur.

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
travée	x-x	22.53	0.0489	0.0628	0.18	3.69	2	5T10=3.93	20
	y-y	12.95	0.0281	0.0357	0.177	2.09	2	4T10=3.14	25
Appui		13.25	0.288	0.0365	0.0177	2.15	2	4T10=3.14	25

- Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(2e, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$

• Condition de non-fragilité :

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} A_x^{min} = 1,61\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_y^{min} = 1,6\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$

En appui : $A_{xmin} = A_{ymin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17\text{ cm}^2$

$A_t > A_{min} \dots\dots\dots\text{verifiée}$

$A_a > A_{min} \dots\dots\dots\text{verifiée}$

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{fissuration nuisible}$$

On a $V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 44.39\text{KN}$

$\tau_u = 0.25\text{MPa} < \bar{\tau} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée .}$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 40.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 31.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 23.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 22.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 19.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{0x} = 11.56 \text{ KN.m}$$

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

On doit vérifier :

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

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.6. Résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
En travée	Sens x-x	19.64	3.93	4.05	13686.15	5.81	15	300.15	201.6	Non Vérifiée
	Sens y-y	19.34	3.14	3.68	11308.44	6.29	15	367.36	201.6	Non Vérifiée
En appui		11.56	3.14	3.68	11308.44	3.76	15	219.58	201.6	Non Vérifiée

On remarque que la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée donc on referrailler a l'ELS.

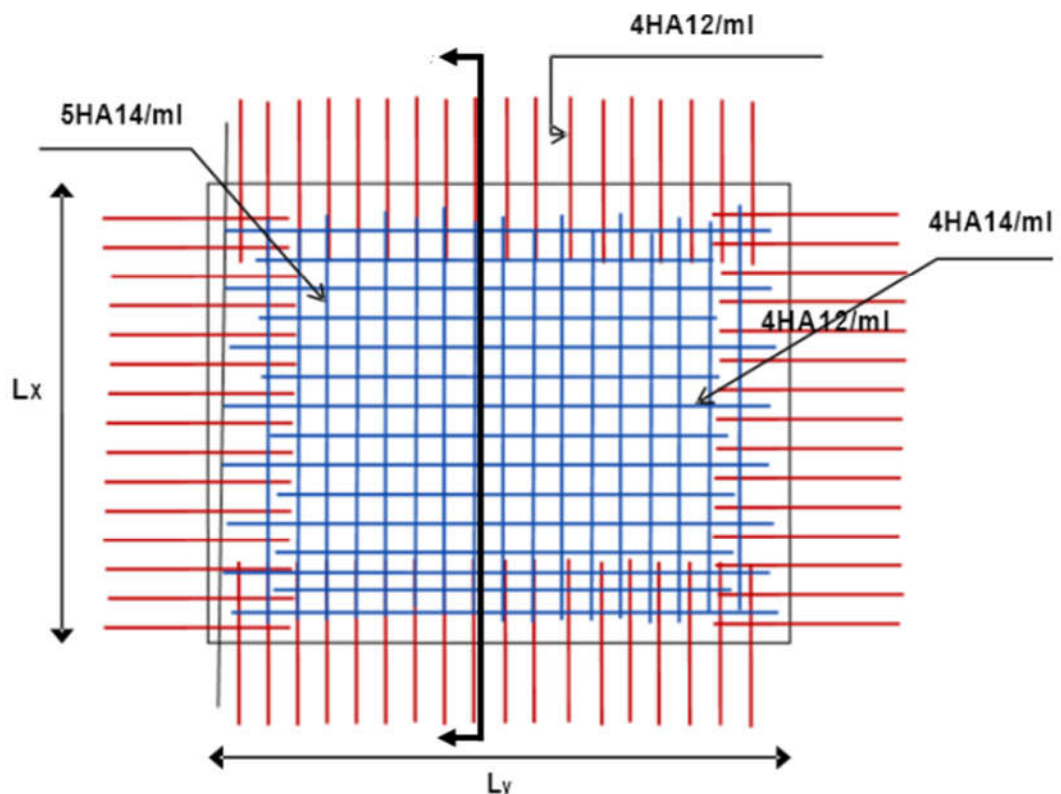
Tableau.VI.7. Augmentation des sections d'armature pour le Mur

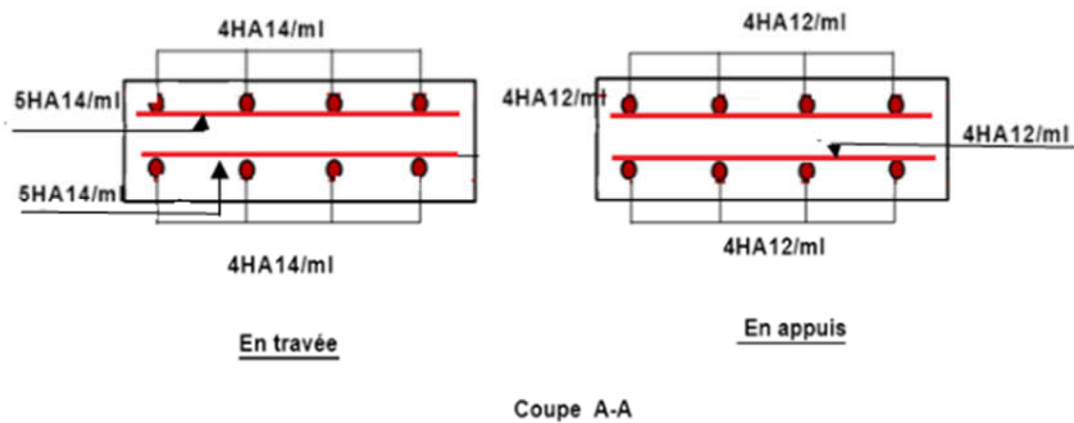
		$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	X-X	5HA14=7.70
	Y-Y	4HA14=6.16
Appuis		4HA12=4.52

Tableau.VI.8. Vérification des contraintes pour le Mur après augmentation des sections d'armature

		M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
travée	X-X	19.64	5.4	23585.54	4.496	157.38	Vérifiée
	Y-Y	19.34	4.83	19776.68	4.72	193.19	Vérifiée
appuis		11.56	4.30	15375.58	3.23	154.50	Vérifiée

- Schéma de ferrailage du Mur adossé :





Figures VI.7. Schéma de ferrailage de Mur adossée

VI.6. Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ont été calculées et ferrillées avec un ferrailage adopté vérifié et qui s'est avéré satisfaisant.

L'étude de ce projet (R+6+2 entre sol) à usage d'habitation, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA2003 et le BAEL91 ainsi que les DTR.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un logiciel ETABS (version 9.7) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, celui-ci permet d'approcher le comportement réel de la structure.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir : la résistance, la durabilité et l'économie. En effet, les principaux points tirés de cette étude sont :

- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ❖ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- ❖ Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ Logiciel ETABS 2016
- ✓ Auto CAD 2013

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/Lx	v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/		0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090		
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088		
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085		
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080		
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075		
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068		
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064		
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058		
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053		
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048		
Valeur de M₂	0.0	/		0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073		
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055		
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040		
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031		
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024		
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019		
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015		
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013		
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010		
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009		

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	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	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
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

CONCLUSION :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir *Soixante Dix Huit (78) logements promotionnels avec locaux commerciaux et Equipement socio-éducatif En R+05 avec deux Entresol* au lieu dit IBOURASSEN, OUED GHIR wilaya de Bejaïa :

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes à enregistrée des résistances de pointes *moyenne* en surface ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de 1,50 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm} = 2,00$ bars ;
3. Le site est situé sur un terrain *légèrement incliné*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction (*plate forme*) par rapport à la cote du terrain naturel ;
4. Nous constatons que la nature de ce terrain est constituée essentiellement par des :
 - *Argile marneuse marron* ;
5. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
6. Nous pouvons classer le sol en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique
7. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de **Bejaïa** est classée en zone de sismicité *moyenne IIa*. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

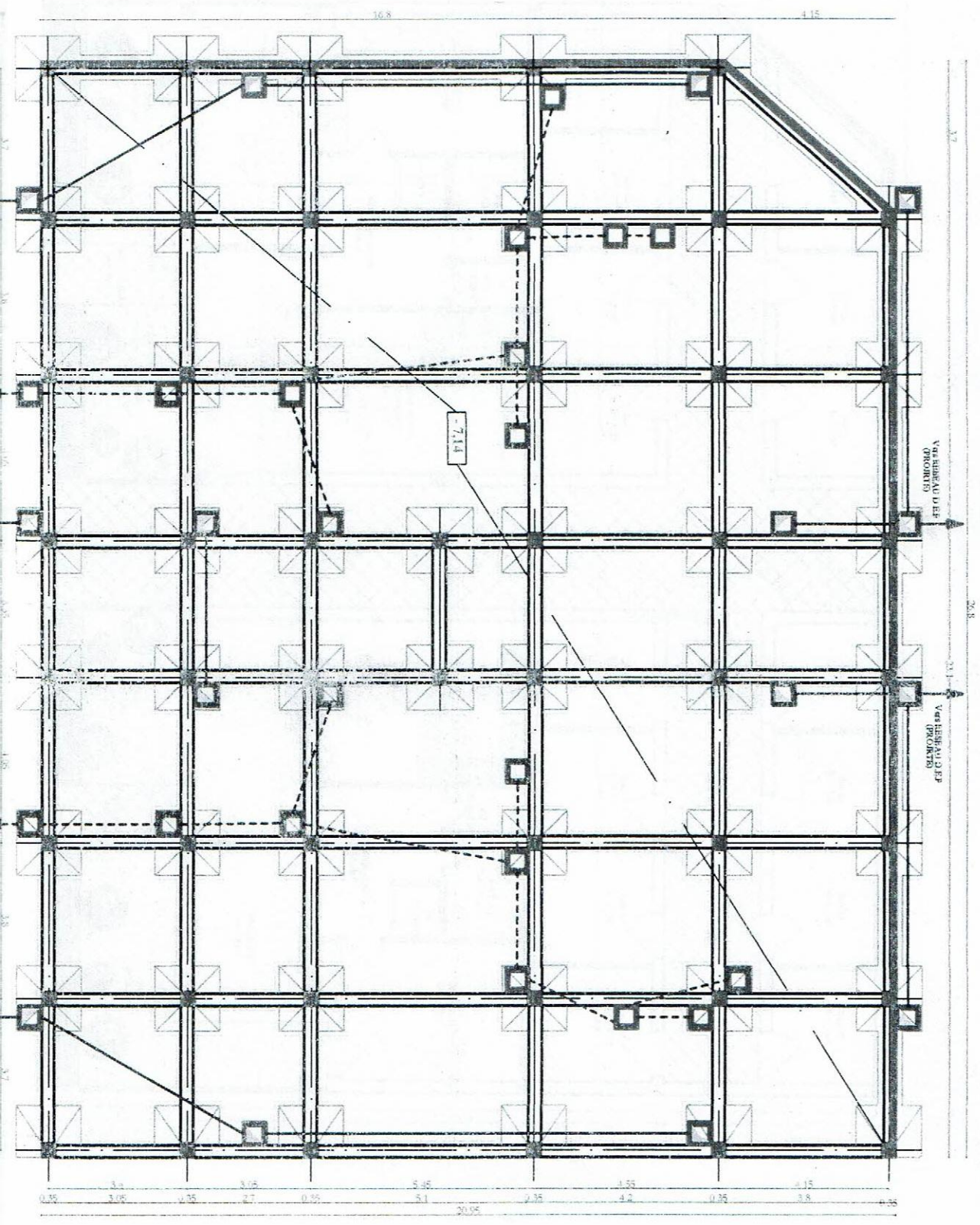
LE DIRECTEUR



BLOC
C

VUE EN PLAN FONDATIONS

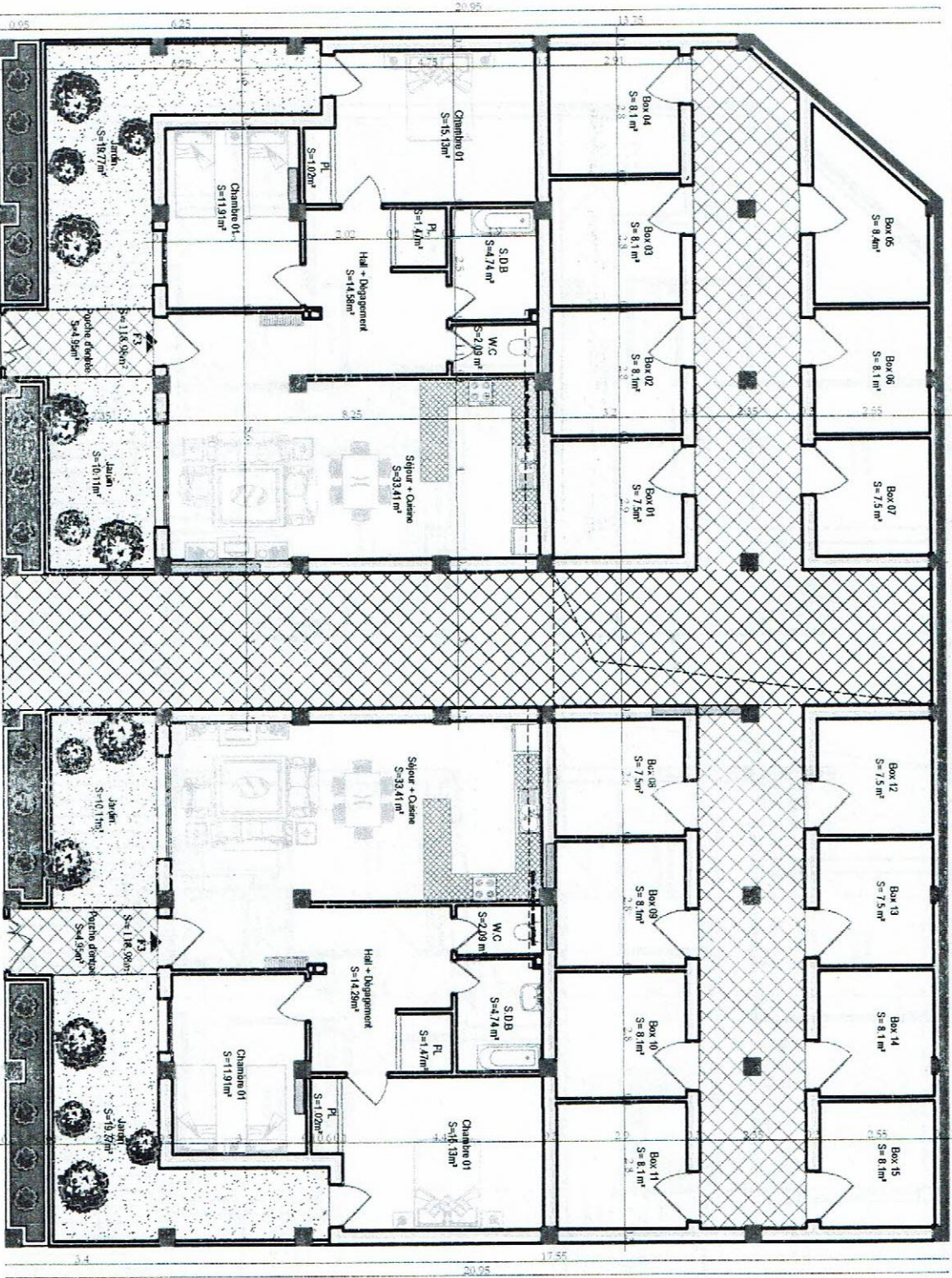
ÉCHELLE : 1/100



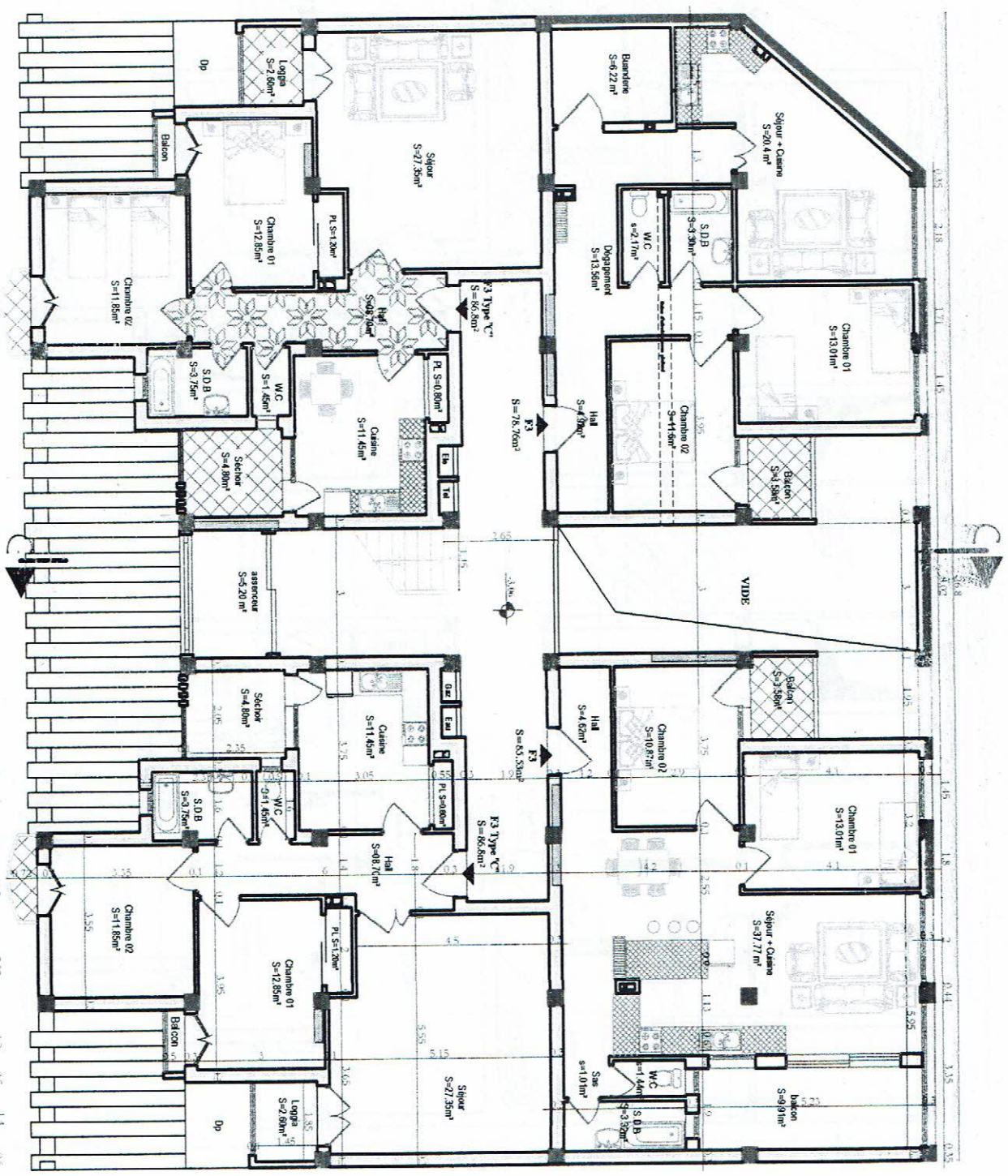
BLOC
C

VUE EN PLAN ENTREE - SOL 02

ÉCHELLE : 1/100

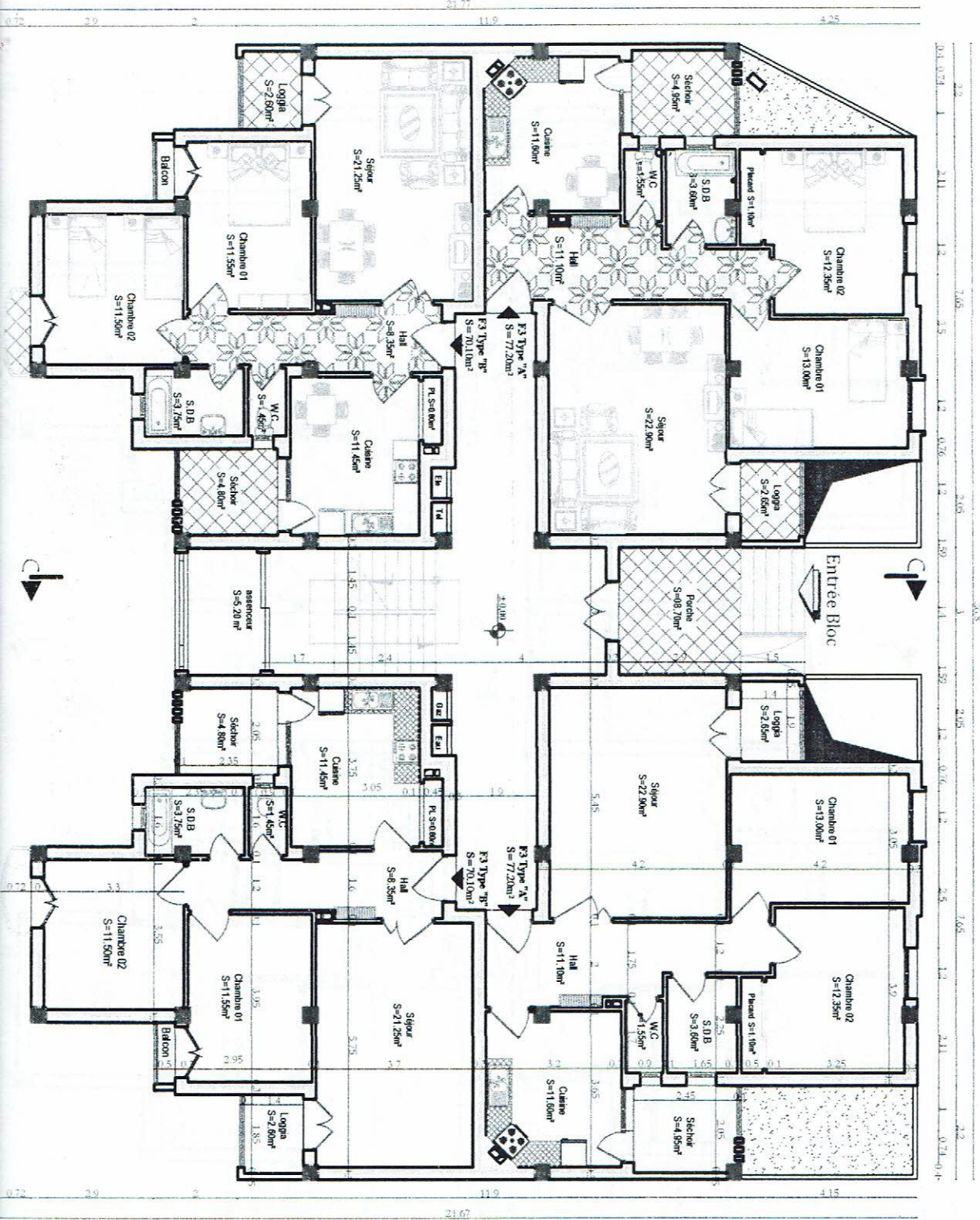


BLOC
C
VUE EN PLAN ENTREE - SOL 01
ÉCHELLE : 1/100



BLOC
C

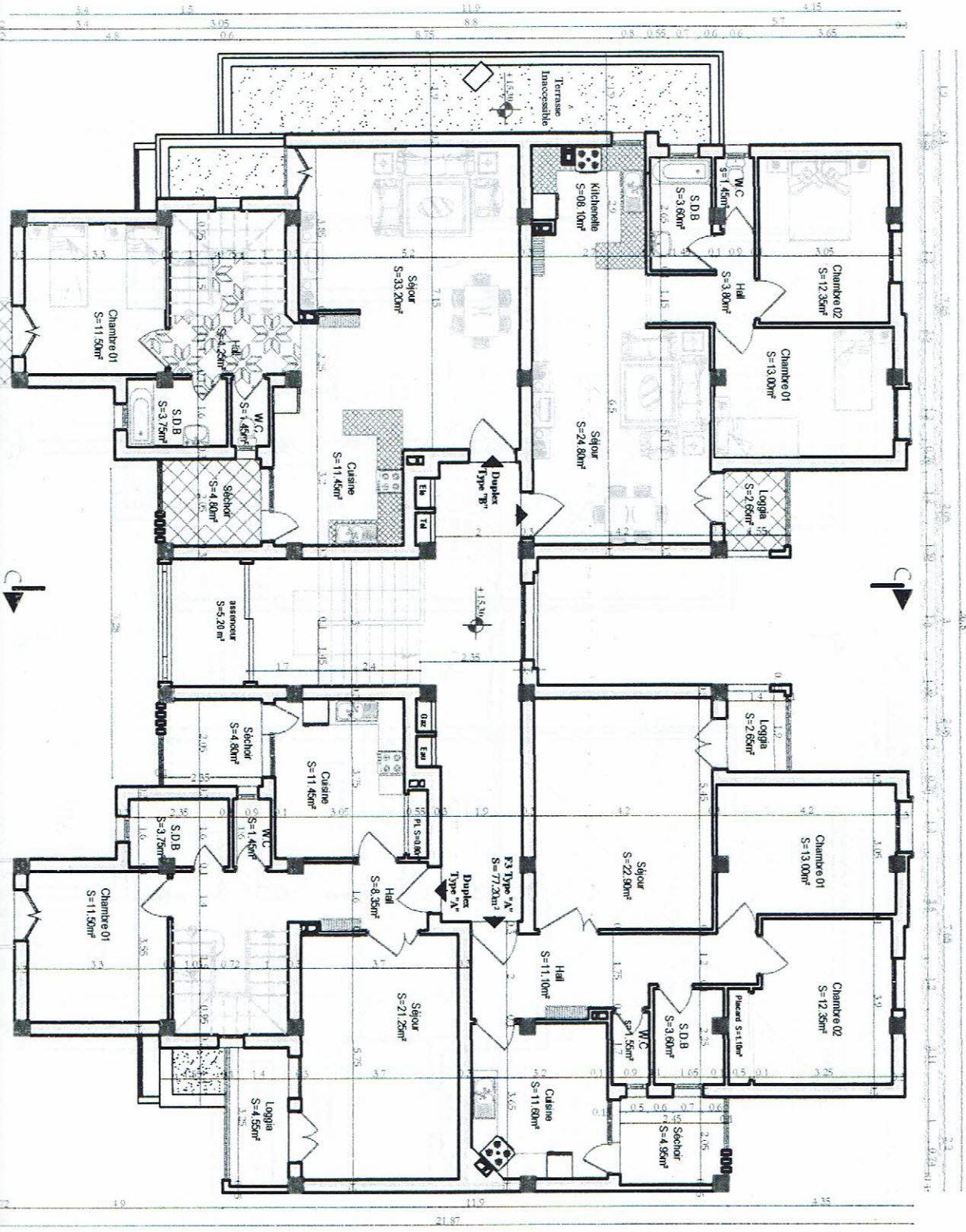
VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE
ÉCHELLE : 1/100



BLOC
C

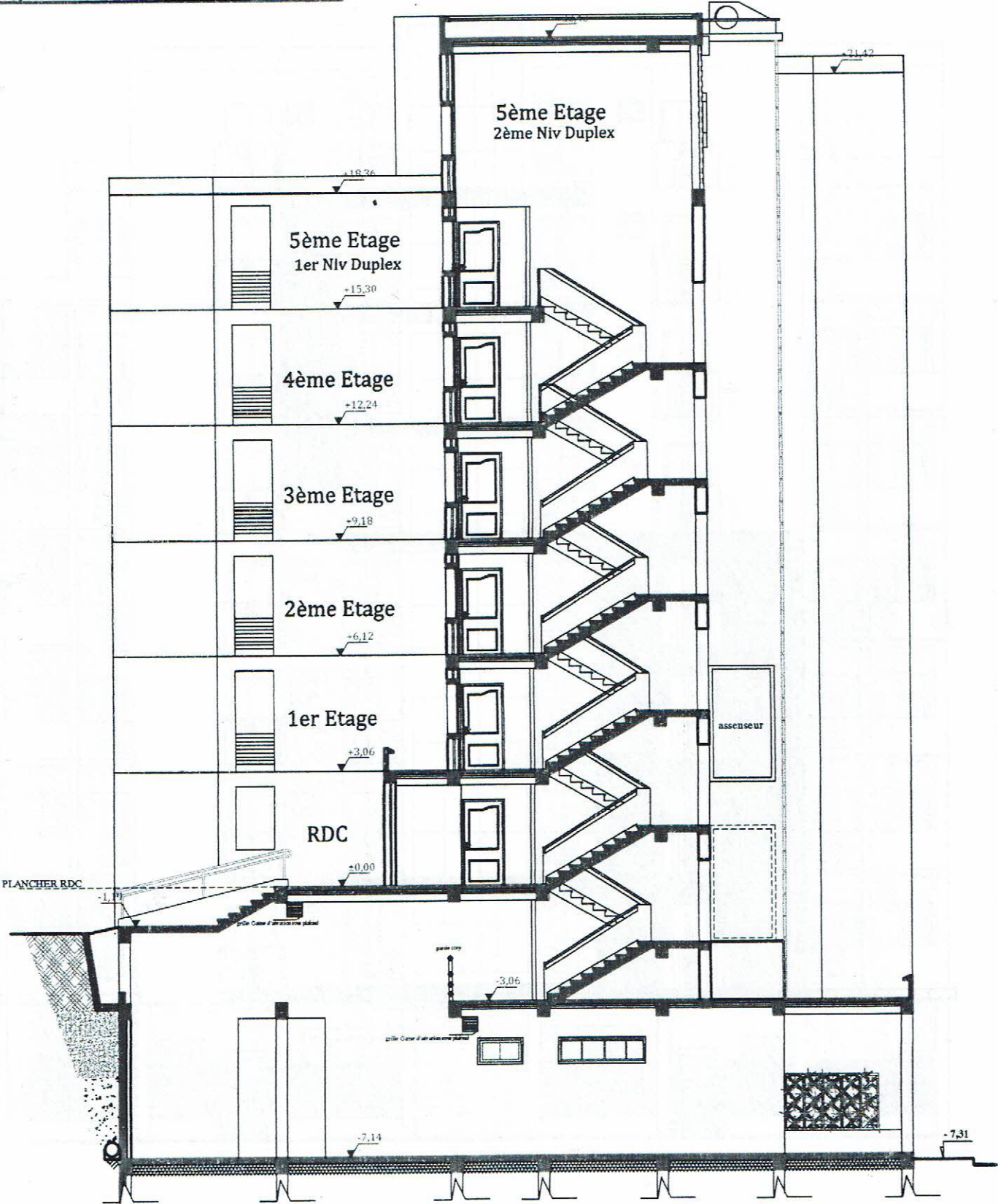
VUE EN PLAN ETAGE 05 (Simplex+ Duplex Niveau 01)

ÉCHELLE : 1/1100



COUPE C-C

ÉCHELLE : 1/100



BLOC
C

FAÇADE PRINCIPALE

ÉCHELLE : 1/100

