

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'études

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GENIE  
CIVIL.

OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE

Etude d'une Bibliothèque en (R+2) divisée en trois blocs  
Contreventée par des voiles

Etudié par :

M<sup>r</sup> Achoui Youghourta

M<sup>elle</sup> Djebari Kenza

Dirigé par :

M<sup>r</sup> BENYAHY K.

**Promotion : 2023/2024**

## *Remerciements*

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Mr BENYAHY KARIM pour nous avoir encadrer dans cette étude. Nous le remercions pour son implication, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.

## *Dédicace*

Je dédie ce travail, témoignage de gratitude, à mon frère Youcef, qui m'a toujours encouragé et poussé à donner le meilleur de moi-même tout au long de mon parcours étudiant.

A mes parents, mes frères Lyes et Karim, ma sœur Tidia, sans lesquels je ne serai pas arrivé là, pour leur amour, leur présence, et leur soutien durant la réalisation de ce modeste travail.

A mes amis, qui m'ont toujours soutenu, à qui je souhaite le meilleur.

*YOUGHOURTA*

# *Dédicace*

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à tous ceux que j'aime et que je remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute mon existence.

A mes très chers parents qui ont toujours été présent pour me soutenir et qui ont sacrifié pour me permettre d'arriver à ce stade d'éducation et qui ont toujours cru en moi.

À mon cher frère et ma cher sœur, que dieu nous garde toujours unies et que notre entente soit préservé.

A mon cher binôme qui a toujours était patient avec moi tout au long de notre parcours.

A tous mes amis sans exception

**KENZA**

# *SOMMAIRE*

## **Introduction Générale**

**Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage .....04

**Chapitre II** : Pré dimensionnement des éléments .....17

**Chapitre III** : Calcul des éléments secondaires.....52

### **BLOC A :**

**III.A.1** : Calcul des planchers.....54

**III.A.2** : Calcul de l'acrotère.....78

**III.A.3** : Calcul des escaliers.....85

**III.A.4** : Calcul de la poutre palière.....91

### **BLOC B :**

**III.B.1** : Calcul des planchers.....102

**III.B.2** : Calcul du porte-à-faux.....134

**III.B.3** : Calcul des escaliers.....139

**III.B.4** : Calcul de la poutre palière.....156

**III.B.5** : Calcul de l'ascenseur.....183

### **BLOC C :**

**III.C.1** : Calcul des planchers..... 191

**III.C.2** : Calcul du balcon.....204

**III.C.3** : Calcul des escaliers.....209

**III.C.4** : Calcul de la poutre palière.....221

**Chapitre IV** : vérification des exigences RPA.....232

**Chapitre V** : Ferrailage des éléments.....251

**V.1** : Ferrailage des poteaux .....251

**V.2** : Ferrailage des poutres.....260

**V.3** : Ferrailage des voiles.....284

**Chapitre VI** : Etude de l'infrastructure.....298

Conclusion générale

Bibliographie

## *Listes des figures :*

### **Chapitre I :**

Figure I.1 : Vue en plan des blocs.....	05
Figure.I.2 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	06
Figure.I.3 : Coupe d'une dalle pleine.....	07
Figure.I.4. Constituants d'un escalier.....	07
Figure.I.5. Diagramme contraintes déformations du béton.....	10
Figure I.6. Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	13

### **Chapitre II :**

Figure II.1 détaille d'étanchéité.....	18
Figure II.2 Eléments constituants du plancher étage courant.....	19
Figure II.3 Détaille acrotère.....	23
Figure II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	26
Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	49

### **Chapitre III :**

#### **BLOC A :**

Figure III.1.Treillis soudé 150x150.....	55
Figure III.2.Schéma statique de la poutrelle avant coulage du béton.....	56
Figure III.3.shema de la disposition des étais.....	57
Figure III.4.Section de la poutrelle après coulage du béton.....	57
Figure III.5.Schema statique à ELU.....	59
Figure III.6.Diagramme des moments.....	59
Figure III.7.Diagramme des moments à ELU.....	63
Figure III.8.Diagramme des efforts tranchant à ELU.....	63
Figure III.9.Schema statique à ELS.....	69
Figure III.10.Diagramme des moments ELS.....	71
Figure III.11.Diagramme des efforts tranchant ELS.....	72
Figure III.12Section homogénéisé.....	75
Figure III.13.Diagramme des efforts internes de l'acrotère.....	78
Figure III.14.Section à ferrailage de l'acrotère.....	79
Figure III.15. Dimensions de l'escalier volé 1.....	85

Figure III.16. Schéma statique de la volée 1.....	85
Figure III.17. Diagramme des moments isostatique escalier balancé volée 1.....	86
Figure III.18. Diagramme des moments corrigés escalier balancé volée 1.....	86
Figure III.19. Diagramme des efforts tranchant escalier balancé volée 1.....	87
Figure III.20. Dimensions de l'escalier volé 2.....	87
Figure III.21. Schéma statique de la volée 2.....	88
Figure III.22. Diagramme des moments isostatique escalier balancé volée 2.....	89
Figure III.23. Diagramme des moments corrigés escalier balancé volée 2.....	89
Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant escalier balancé volée 2.....	90
Figure III.25. Schéma de la poutre brisée.....	91
Figure III.26. Schéma statique de la poutre brisée.....	93
Figure III.27. Diagramme Moment isostatique de la poutre brisée.....	94
Figure III.28. Diagramme Moments corrigés de la poutre brisée.....	94
Figure III.29. Diagramme effort tranchant de la poutre brisée.....	95
Figure III.30. Schéma statique de la poutre brisée (ELS).....	98
Figure III.31. Moment isostatique de la poutre brisée (ELS).....	99
Figure III.32. Moments corrigés de la poutre brisée (ELS).....	99
Figure III.33. Efforts tranchant de la poutre brisée (ELS).....	100

**BLOC B :**

Figure III .34. Schéma du principe de la méthode des trois moments.....	104
Figure III.35. Dimensions de l'escalier volé 1.....	139
Figure III.36. Schéma statique de l'escalier.....	139
Figure III.37. Diagramme des moments isostatique escalier.....	140
Figure III.38. Diagramme des moments corrigé escalier.....	140
Figure III.39. Diagramme des efforts tranchant escalier.....	141
Figure III.40. Dimensions de l'escalier volé 2.....	142
Figure III.41. Schéma statique de l'escalier.....	142
Figure III.42. Diagramme des moments isostatique escalier.....	143
Figure III.43. Diagramme des moments corrigé escalier.....	143

Figure III.44. Diagramme des efforts tranchant escalier.....	144
Figure III.45. Schéma statique de l'escalier (ELS).....	147
Figure III.46. Diagramme des moments isostatique escalier type 2 ELS.....	148
Figure III.47. Diagramme des moments corrigé escalier type 2 (ELS).....	148
Figure III.48. Diagramme des efforts tranchant escalier type 2(ELS).....	149
Figure III.49. Dimensions de l'escalier.....	152
Figure III.50. Schéma statique de l'escalier.....	153
Figure III.51. Diagramme des moments isostatique escalier type 2.....	153
Figure III.52. Diagramme des moments corrigé escalier type 2.....	154
Figure III.53. Diagramme des efforts tranchant escalier type 2.....	154
Figure III.54. Schéma de la poutre brisée.....	156
Figure III.55. Schéma statique de la poutre brisée.....	158
Figure III.56. Diagramme Moment isostatique de la poutre brisée.....	160
Figure III.57. Diagramme Moments corrigés de la poutre brisée.....	160
Figure III.58. Diagramme effort tranchant de la poutre brisée.....	161
Figure III.59. Schéma de la poutre brisée.....	161
Figure III.60. Schéma statique de la poutre brisée.....	163
Figure III.61. Diagramme Moment isostatique de la poutre brisée.....	165
Figure III.62. diagramme Moments corrigés de la poutre brisée.....	165
Figure III.63. Diagramme effort tranchant de la poutre brisée.....	166
Figure III.64. Schéma statique de la poutre brisée (ELS).....	169
Figure III.65. Moment isostatique de la poutre brisée (ELS).....	170
Figure III.66. Moments corrigés de la poutre brisée (ELS).....	170
Figure III.67. Efforts tranchant de la poutre brisée (ELS).....	171
Figure III.68. Schéma statique de la poutre palière.....	174
Figure III.69. Moment isostatique de la poutre palière.....	175
Figure III.70. Moments corrigés de la poutre palière.....	175
Figure III.71. Efforts tranchant de la poutre palière.....	176
Figure III.72. Schéma statique de la poutre palière(ELS).....	179

Figure III.73. Moment isostatique de la poutre palière(ELS).....	180
Figure III.74. Moments corrigés de la poutre palière(ELS).....	180
Figure III.75. Efforts tranchant de la poutre palière(ELS).....	181

**BLOC C :**

Figure III.76. Dimensions de l'escalier.....	208
Figure III.77. Schéma statique de l'escalier.....	209
Figure III.78. Diagramme des moments isostatique.....	210
Figure III.79. Diagramme des moments corrigé.....	211
Figure III.80. Diagramme des efforts tranchant.....	211
Figure III.81. Schéma statique de l'escalier (ELS).....	215
Figure III.82. Diagramme des moments isostatique ELS.....	215
Figure III.83. Diagramme des moments corrigé (ELS).....	216
Figure III.84. Diagramme des efforts tranchant (ELS).....	216
Figure III.85. Schéma statique de la poutre palière.....	221
Figure III.86. Moment isostatique de la poutre palière(ELU).....	222
Figure III.87. Moments corrigés de la poutre palière(ELU).....	222
Figure III.88. Effort tranchant de la poutre palière(ELU).....	223
Figure III.89. Schéma statique de la poutre palière.....	226
Figure III.90. Moment isostatique de la poutre palière(ELS).....	227
Figure III.91. Moments corrigés de la poutre palière(ELS).....	227
Figure III.92. Efforts tranchant de la poutre palière(ELS).....	228

**Chapitre IV :**

Figure IV.1: Participation massique.....	233
--	-----

## *Liste des tableaux :*

### **Chapitre I :**

Tableau I.1. Caractéristiques des aciers avec leurs limites.....	12
Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	15

### **Chapitre II :**

#### **BLOC A :**

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant.....	19
Tableau II.3 : Charges permanentes de la paillasse.....	22
Tableau II.4: Charges permanentes du mur extérieur.....	23
Tableau II.5 Sections des poteaux.....	29

#### **BLOC B :**

Tableau II.6 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux.....	32
Tableau II.7: Charges permanentes du plancher étage courant corps creux.....	32
Tableau II.8 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible dalle pleine.....	33
Tableau II.9 : Charges permanentes du plancher étage courant en dalle pleine.....	34
Tableau II.10: Charges permanentes du palier d'escalier.....	36
Tableau II.11 : Section des poteaux.....	42

#### **BLOC C :**

Tableau II.12 : Charges permanentes du balcon.....	45
Tableau II.13 : Section des poteaux.....	51

### **Chapitre III :**

#### **BLOC A :**

Tableau III.1.Charges et surcharges.....	56
Tableau III.2. Efforts internes de poutrelles de l'étage courant à l'ELU.....	62
Tableau III.3. Efforts internes de poutrelles de l'étage courant à l'ELS.....	70
Tableau III.4. Combinaisons de charge ELS et ELU de l'acrotère.....	78

#### **BLOC B :**

Tableau III.5. Efforts internes de poutrelles type 1 de l'étage courant à l'ELU.....	108
Tableau III.6. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELU.....	108
Tableau III.7. Efforts internes de poutrelles type 3 de l'étage courant à l'ELU.....	109

Tableau III.8. Efforts internes de poutrelles type 4 de l'étage courant à l'ELU.....	109
Tableau III.9. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELU.....	109
Tableau III.10. Efforts internes de poutrelles type 1 de l'étage courant à l'ELS.....	115
Tableau III.11. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELS.....	115
Tableau III.12. Efforts internes de poutrelles type 3 de l'étage courant à l'ELS.....	115
Tableau III.13. Efforts internes de poutrelles type 4 de l'étage courant à l'ELS.....	116
Tableau III.14. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELS.....	116
Tableau III.15. Récapitulatif du calcul des moments a ELU.....	120
Tableau III.16. Récapitulatif du calcul des moments a ELU.....	121
Tableau III.17. Récapitulatif du ferrailage a ELU.....	122
Tableau III.18. Récapitulatif du calcul des moments a ELS.....	124
Tableau III.19. Récapitulatif du ferrailage a ELU.....	129
Tableau III.20. Récapitulatif du ferrailage a ELU de l'ascenseur.....	186

#### **BLOC C :**

Tableau III.21. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELU.....	194
Tableau III.22. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELU.....	194
Tableau III.23. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELU.....	200
Tableau III.24. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELS.....	200

#### **Chapitre IV :**

#### **BLOC A :**

Tableau IV.1 : Participation massique.....	232
Tableau IV.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	233
Tableau IV.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.....	233
Tableau IV.4 : Valeur de pénalité $P_q$ .....	235
Tableau IV.5 : Valeurs MSE au sens X et Y.....	236
Tableau IV.6 : Déplacement selon EX.....	237
Tableau IV.7 : Déplacement selon EY.....	237
Tableau IV.8 : Effet Delta sous EX.....	238
Tableau IV.9 : Effet Delta sous EY.....	238
Tableau IV.10 : Vérification des sollicitations normales.....	239

#### **BLOC B :**

Tableau IV.11 : Participation massique.....	239
---	-----

Tableau IV.12 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	240
Tableau IV.13 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.....	240
Tableau IV.14 : Valeur de pénalité $P_q$ .....	241
Tableau IV.15 : Valeurs MSE au sens X et Y.....	242
Tableau IV.16 : Déplacement selon EX.....	242
Tableau IV.17 : Déplacement selon EY.....	243
Tableau IV.18 : Effet Delta sous EX.....	243
Tableau IV.19 : Effet Delta sous EY.....	243
Tableau IV.20 : Vérification des sollicitations normales.....	243

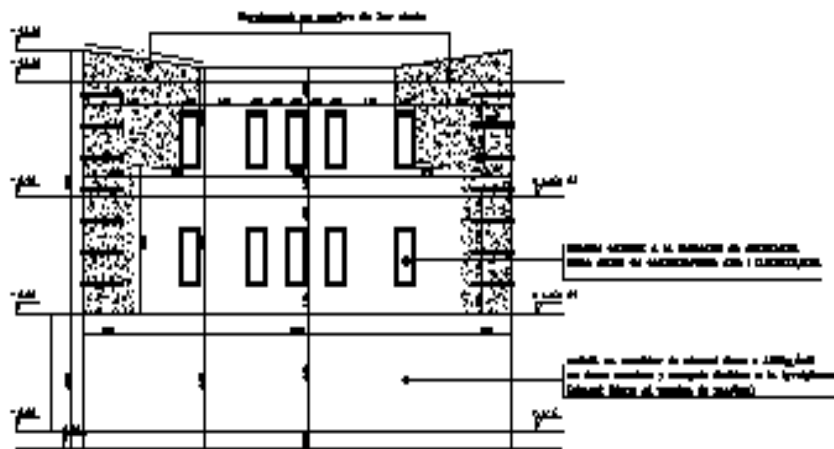
### **BLOC C :**

Tableau IV.21 : Participation massique.....	244
Tableau IV.22 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	245
Tableau IV.23 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X.....	245
Tableau IV.24 : Valeur de pénalité $P_q$ .....	246
Tableau IV.25 : Valeurs MSE au sens X et Y.....	246
Tableau IV.26 : Déplacement selon EX.....	247
Tableau IV.27 : Déplacement selon EY.....	247
Tableau IV.28 : Effet Delta sous EX.....	247
Tableau IV.29 : Effet Delta sous EY.....	248
Tableau IV.30 : Vérification des sollicitations normales.....	248

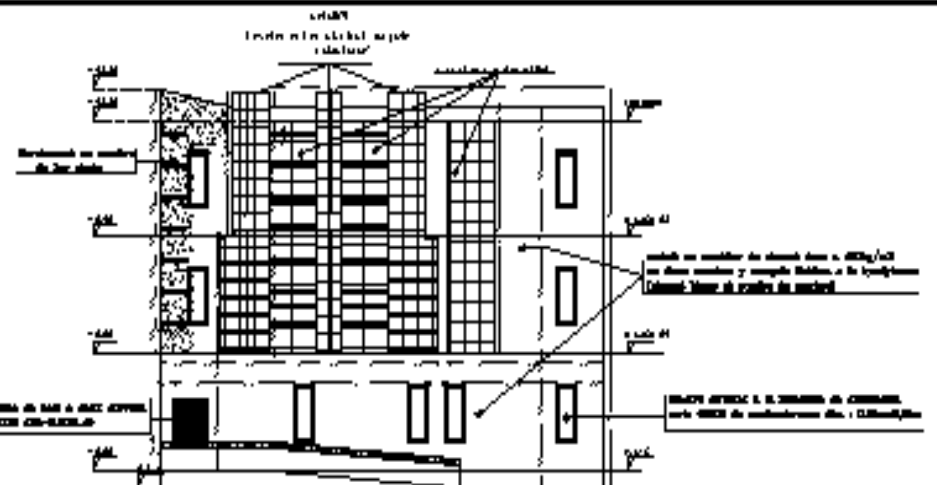
### **Chapitre V :**

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	250
Tableau V.2 : La section minimal et maximal d'armature.....	251
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	252
Tableau V.4 : Espacement des armatures transversales.....	255
Tableau V.5 : Vérification des contraintes au cisaillement.....	256
Tableau V.6 : Vérification de la condition de non fragilité.....	257
Tableau V.7 : Vérification des contraintes.....	258
Tableau V.8 : La section minimal et maximal d'armature.....	259
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principal.....	262
Tableau V.10 : Ferrailage des poutres secondaire.....	262

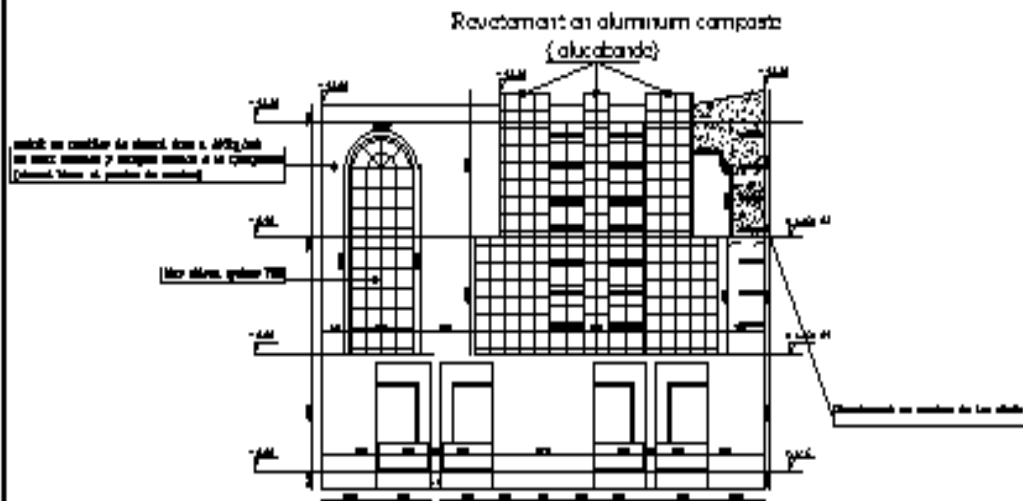
Tableau V.11 : Vérification des recommandations RPA .....	264
Tableau V.12 : Condition de non fragilité des poutres secondaires.....	266
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton.....	267
Tableau V.14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui.....	268
Tableau V.15 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures .....	270
Tableau V.16 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.....	272
Tableau V.17 : Calcul des armatures transversales.....	276
Tableau V.18 : Vérification des contraintes.....	278



FRAGMENT 01

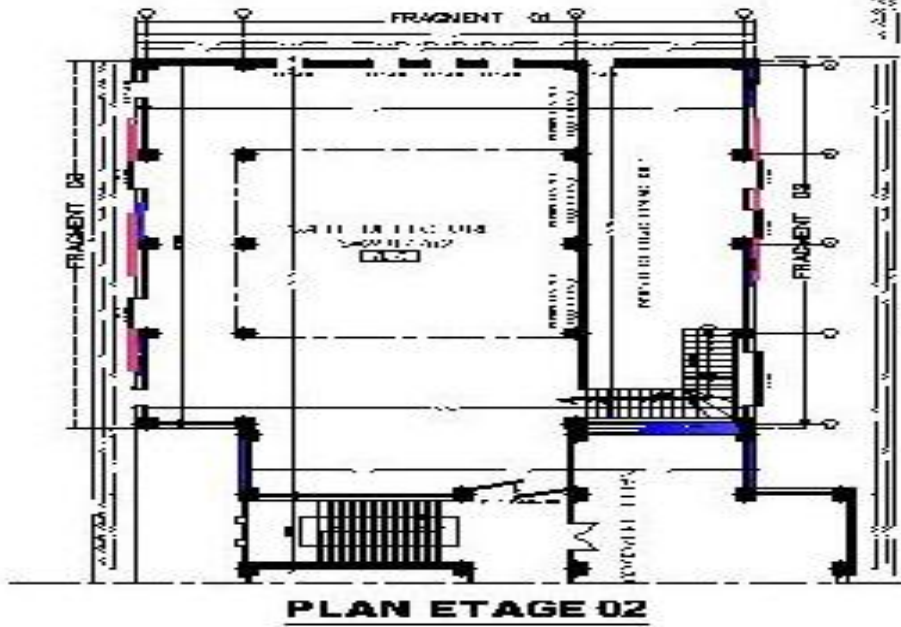
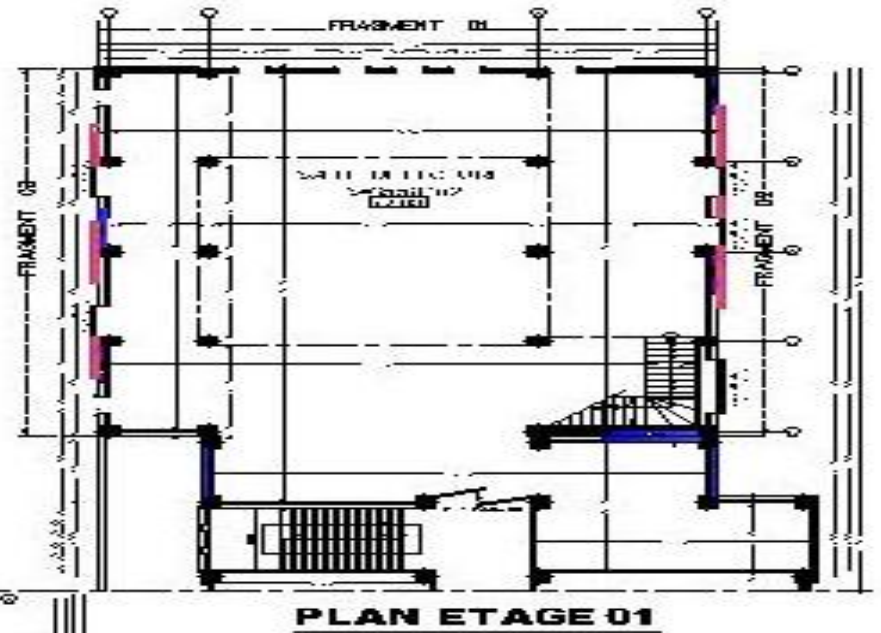
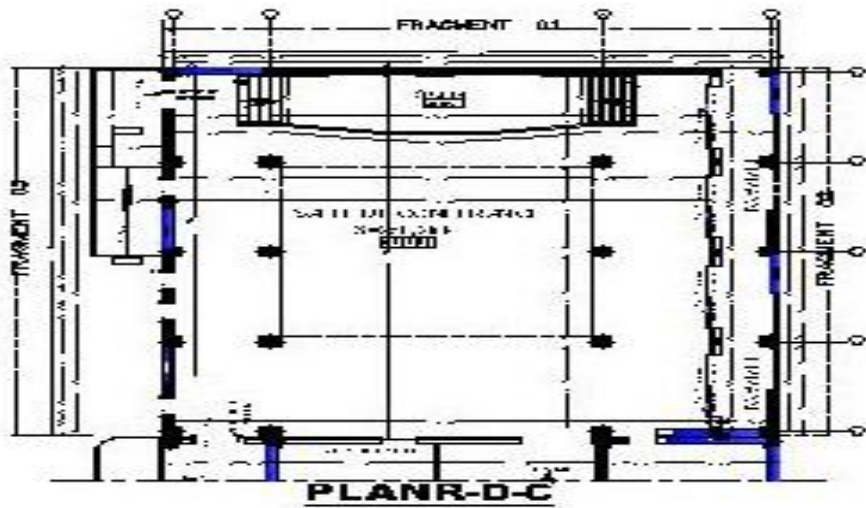


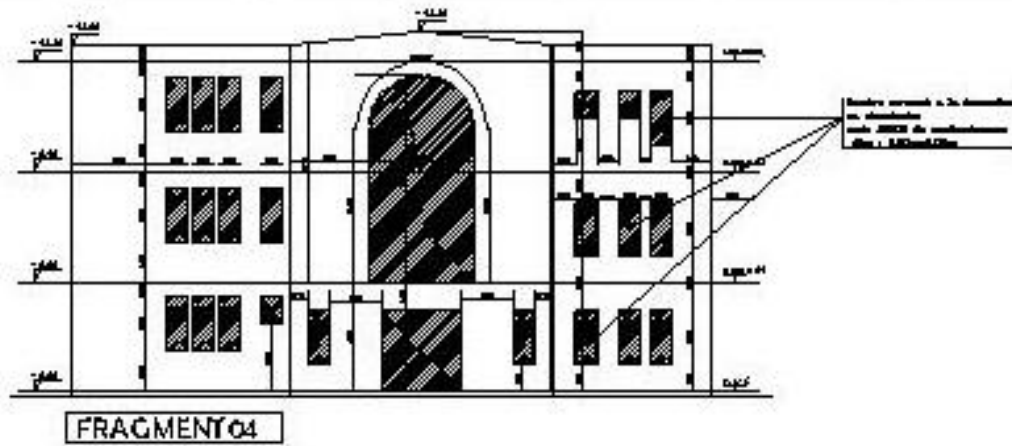
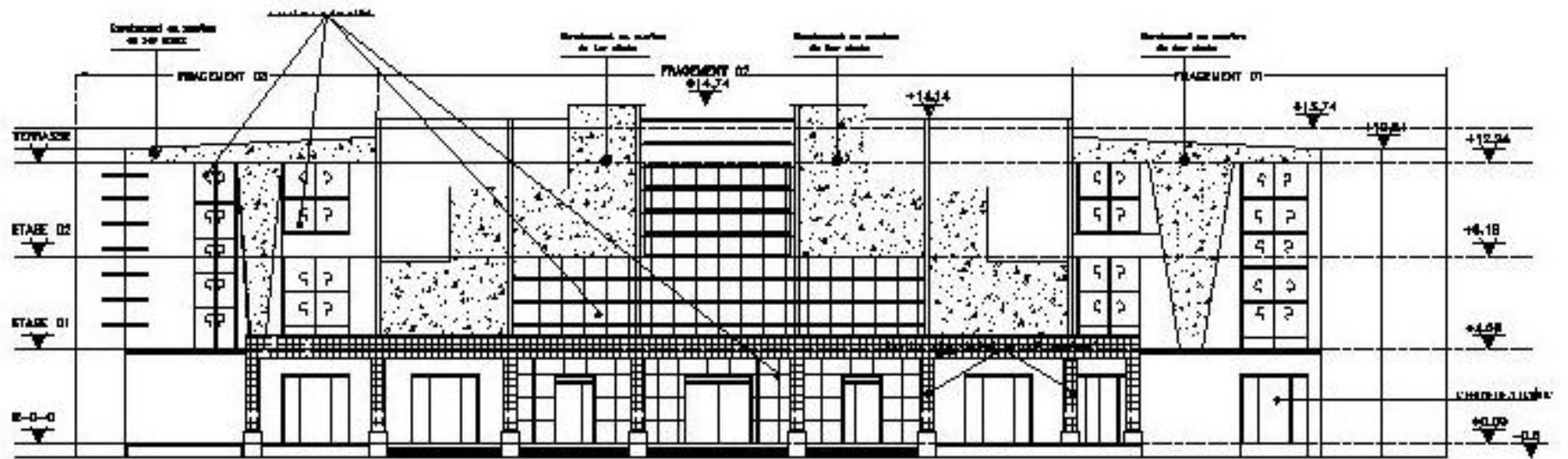
FRAGMENT 03



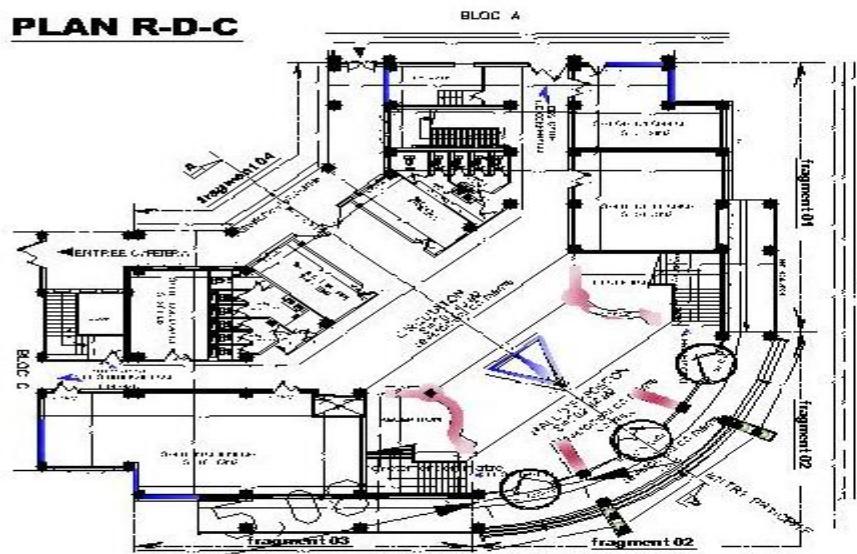
FRAGMENT 02

PLAN ARCHITECTURE BLOC A FAÇADES

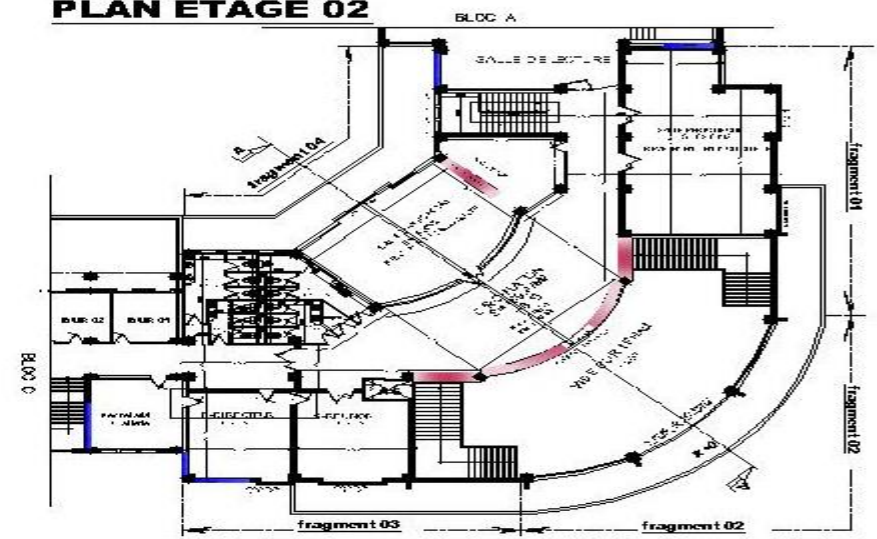




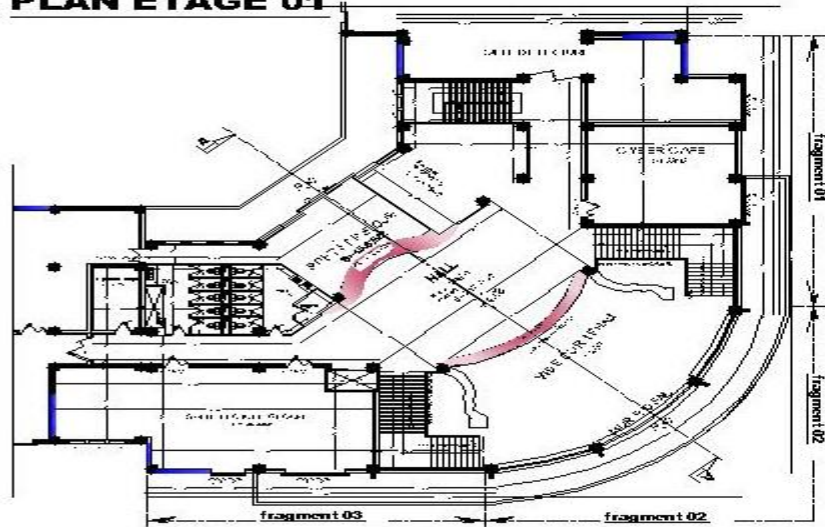
**PLAN R-D-C**

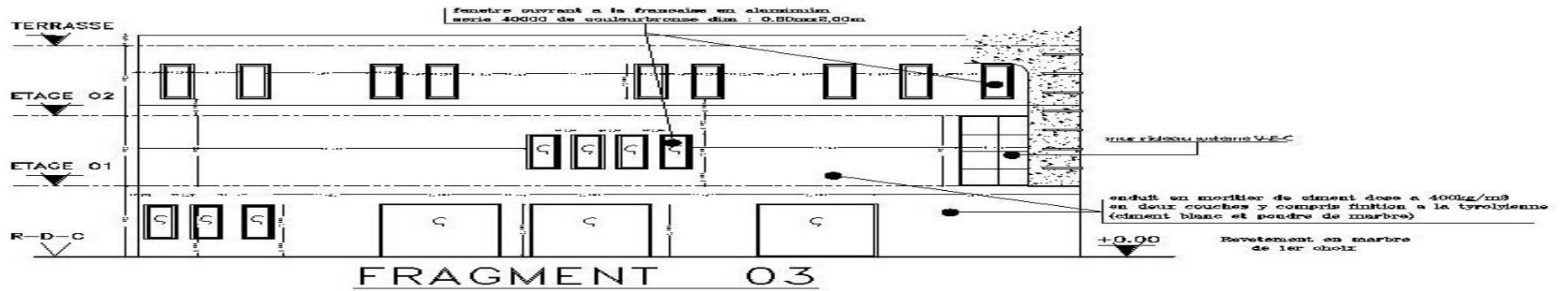
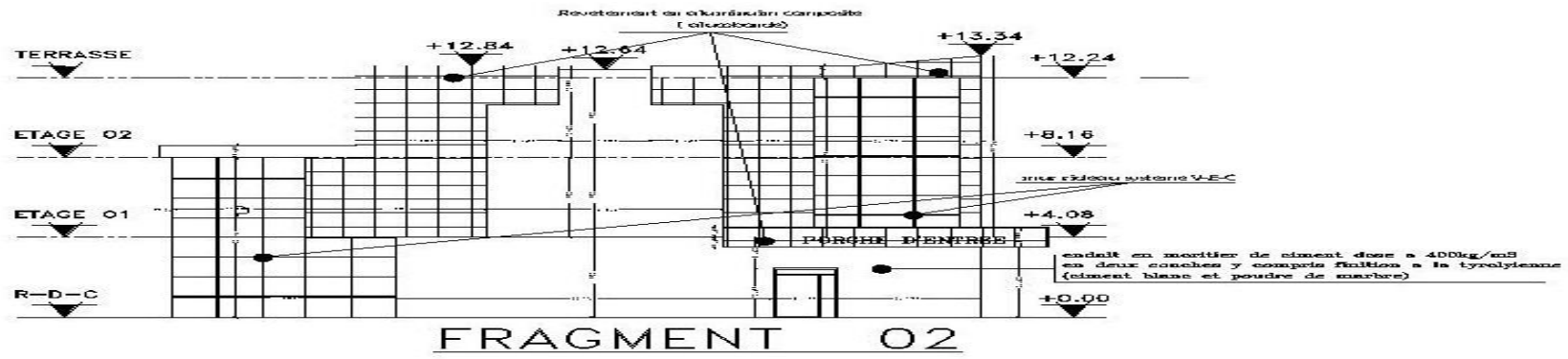
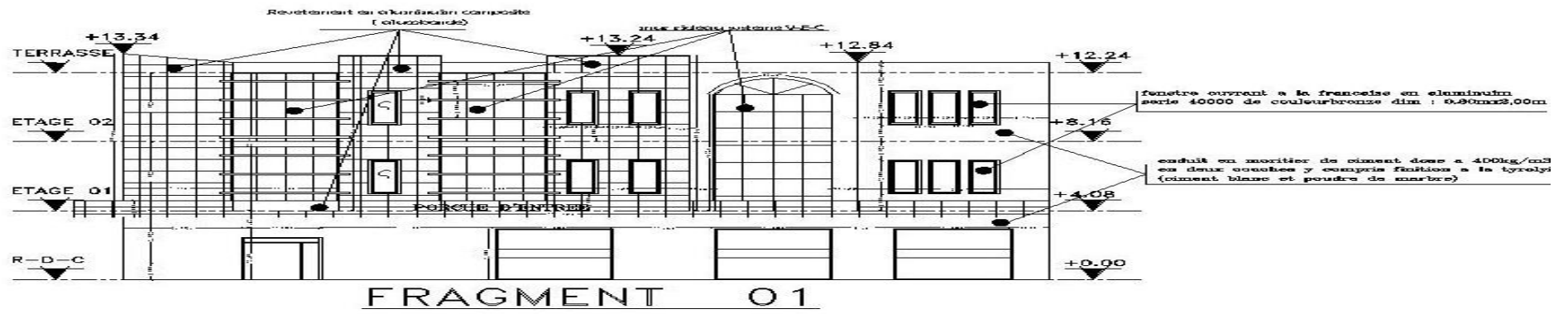


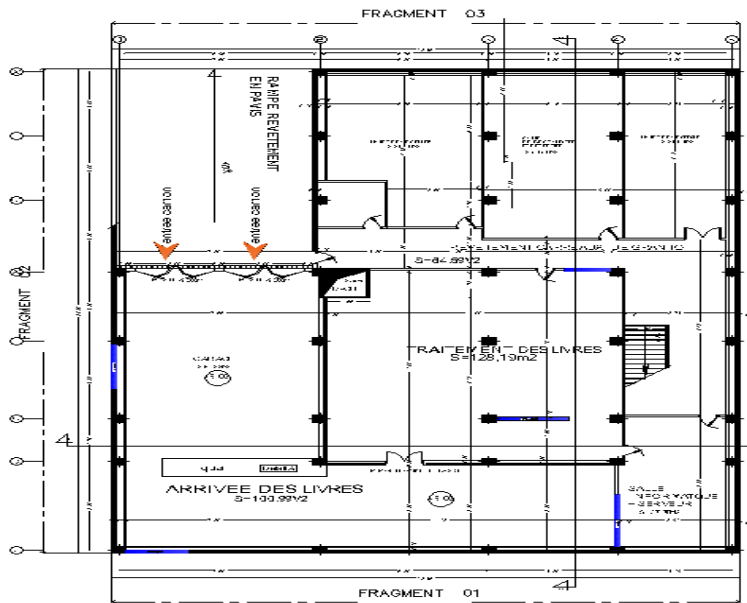
**PLAN ETAGE 02**



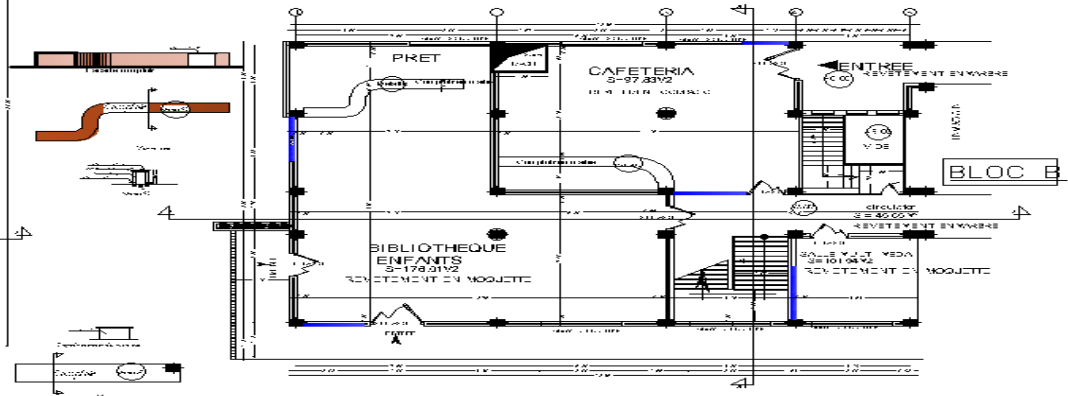
**PLAN ETAGE 01**



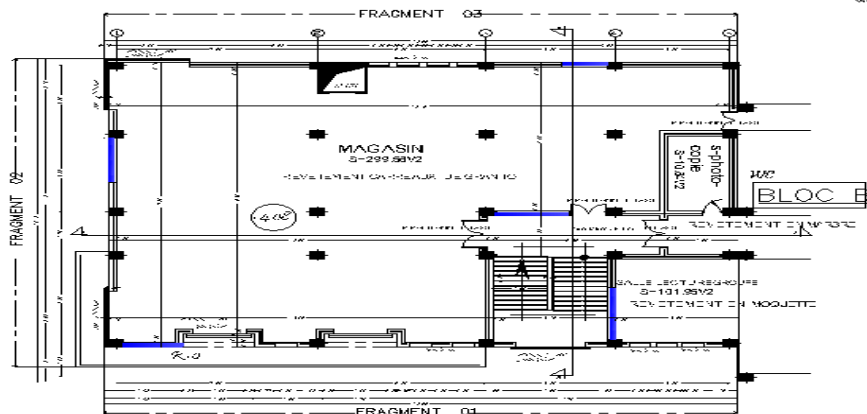




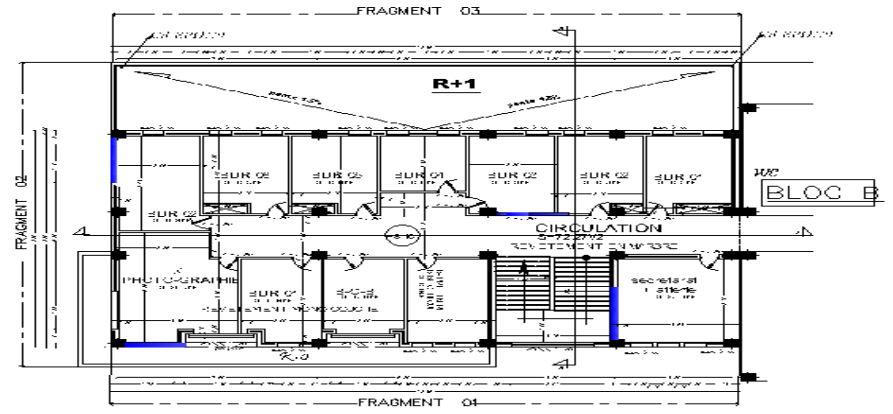
PLAN SOUS SOL (-3.06)



PLAN RDC (0.00)



PLAN ETAGE 01 (+ 4.08)



PLAN ETAGE 02 (+ 8.16)

# **Introduction Générale**

Le génie civil, une branche de l'ingénierie, qui s'occupe de la planification et la conception de la construction et de l'entretien de projet d'infrastructure tel que les bâtiments, ponts et routes ... Les diplômés en génie civil travaillent à améliorer la qualité de vie des personnes en fournissant des solutions d'infrastructure sûres, efficaces et durables, ils prennent un rôle majeur dans la société moderne façonnant le monde dans lequel nous vivons en résolvant des problèmes complexes et en créant des constructions durables.

Les applications du génie civil dans la vie quotidienne sont nombreuses et variées. Afin d'assurer la sécurité des individus et des biens vis-à-vis des forces sismiques et artificielles, les diplômés en génie civil sont appelés à faire des calculs qui seront conformes aux règlements de construction algériens, tels que le règlement parasismique algérien (RPA 93 modifié 2003) et les règlements du béton armé aux états limites (BAEL 91, CBA 93) et les exigences citées dans le document technique réglementaire (DTR), ajouté à cela, il faut bien comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique pour un dimensionnement et une conception appropriés, et pour appliquer toutes ces exigences, il faut connaître la zone ainsi que la nature du sol et de l'ouvrage et les recommandations liées à l'aspect fonctionnel. Pour ce faire, les diplômés ont à leur disposition des outils informatiques ainsi que de logiciels de calculs rapides et précis.

Le projet qui fera objet de notre étude consiste à étudier une bibliothèque en R+2+sous-sol Qui sera devisée en trois blocs distincts, contreventée par des voiles.

Notre travail sera structuré comme suit :

- Une introduction générale.
- Présentation de notre ouvrage (caractéristiques géométrique et mécaniques des matériaux).
- Pré dimensionnement des éléments ainsi que l'étude des éléments non structuraux.
- Cette partie sera dédiée à la modélisation de la structure et à l'étude dynamique vis-à-vis de l'action sismique.
- On terminera par l'étude des éléments structuraux et l'étude des différents éléments de l'infrastructure.
- Une conclusion générale pour parachever cette étude.

# **Chapitres I : Présentation de l'ouvrage**

**Introduction :**

La reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et le choix des matériaux jouent un rôle très important pour assurer la résistance et la stabilité des éléments porteurs de la structure.

Les caractéristiques géométriques et des matériaux utilisés feront l'objet de ce premier chapitre.

**I.1 Présentation de l'ouvrage :**

Le projet qui nous a été confié consiste à concevoir un bâtiment à usage public d'intérêt général (bibliothèque), l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 1B, ayant une grande importance implanté dans la wilaya de Bouira..Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 modifié2003[1]**) cette zone est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (**en zone II a**).

**I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

L'ouvrage en question présente une forme irrégulière, en vue de laquelle il est dévissé en trois blocs distincts séparés par un joint sismique

Bloc A : RDC + 2 ETAGES

Bloc B : RDC + 2 ETAGES

Bloc C : sous-sol +RDC +2ETAGES

**I.2.1Dimensions en plan :**

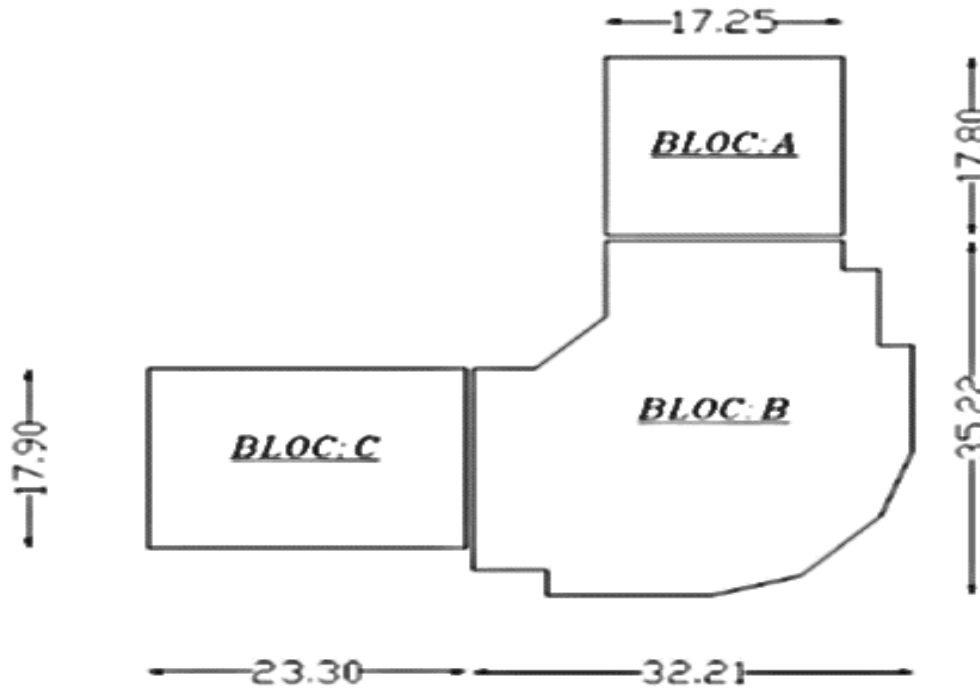


Figure I.1. Vue en plan des blocs

## I.2 .2Dimensions en élévation :

### - Bloc A :

Hauteur rez-de-chaussée, étage 1et 2 : 4,08 m

### - Bloc B :

Hauteur rez-de-chaussée, étage 1et 2 : 4,08 m

### - Bloc C :

Hauteur sous-sol : 3,06 m

Hauteur rez-de-chaussée, étage 1et 2 : 4,08 m

## I.3 Les différents éléments de la structure :

Nous avons deux types d'éléments :

### I.3.1 Les éléments secondaires :

- **Plancher** : C'est un ouvrage horizontal séparant les niveaux d'une structure, c'est l'un des éléments les plus importants de la structure car il permet à la structure d'être stable et d'obtenir une bonne liaison entre les porteurs verticaux. Les planchers sont composés de trois parties essentielles, qui sont le revêtement qui est composé de plusieurs couches,

la partie portante dont le rôle est de résister aux actions qui sont les charges permanentes et les charges d'exploitations et le plafond.

Le plancher joue deux rôles essentiels :

- Rôle structurel : le plancher doit être résistant et stable, supporter et transmettre les charges verticales aux poutres et aux poteaux. Et aussi durable au fil du temps.
- Rôle de protection : le plancher doit résister à l'air, au feu et être imperméable, il joue aussi un rôle d'isolant thermique et acoustique.

Nous utilisons deux types de planchers dans notre ouvrage :

- **Planchers corps creux** : c'est un plancher semi préfabriqué, il est composé de trois éléments principaux :
  - Les corps creux : également appelés hourdis ils servent de coffrage pour la table de compression et c'est un coffrage perdu.
  - Les poutrelles : sont celles qui reprennent les efforts de traction, elles sont exposées à des distances égales aux longueurs des corps creux, la distance varie entre 50 et 70 cm et elles sont toujours disposées dans le sens des petites portées pour minimiser la flèche.
  - Table de compression : une dalle de compression est une dalle en béton armé de faible épaisseur qui varie entre 4 et 5 cm, elle est constituée de béton et d'armatures en forme de treillis soudés.

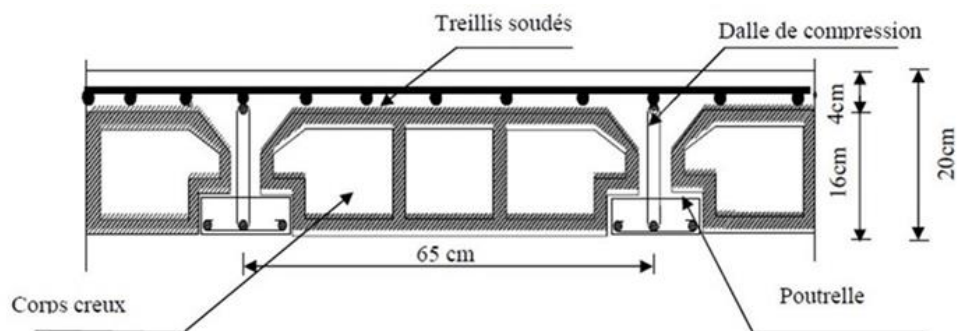
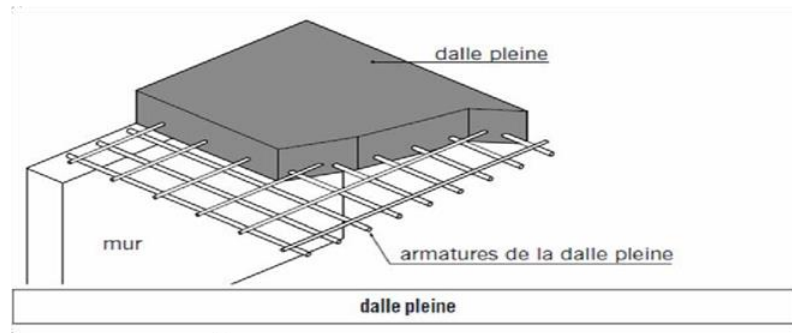


Figure.I.2 : Coupe d'un plancher en corps creux

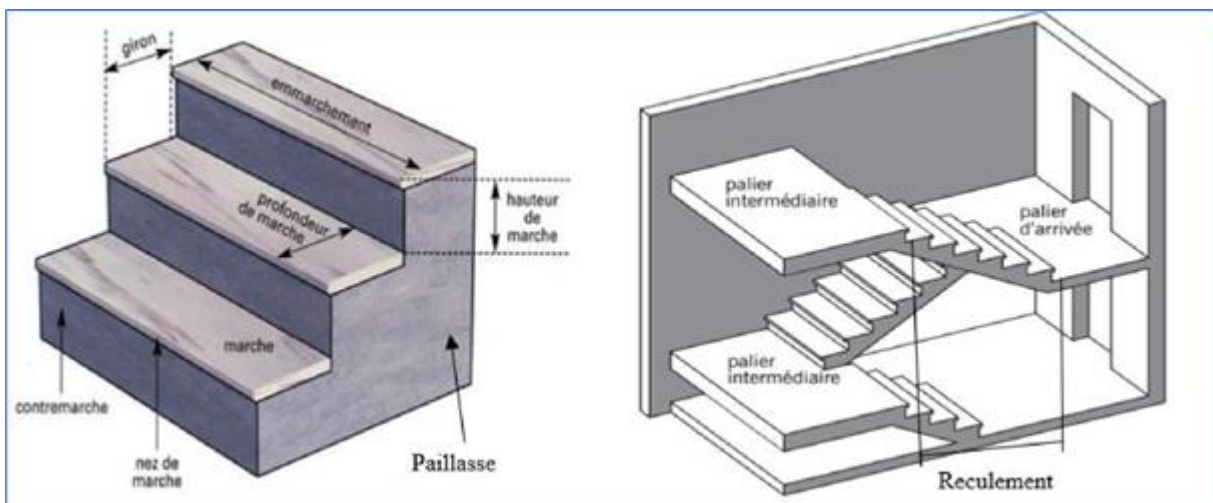


**Figure.I.3 : Coupe d'une dalle pleine**

- **Escalier** : C'est des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé.

Dans notre ouvrage nous avons réalisé des escaliers à deux volées contrariées avec un palier de repos.

Les différents constituants d'un escalier sont montrés sur la figure ci-dessous :



**Figure.I.4. Constituants d'un escalier**

- **Acrotère** : c'est un mur non structural en béton armé contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la pose d'étanchéité et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

- **Murs et cloisons** : dans notre ouvrage :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 et 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm et des murs rideau.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm et en double cloisons de 10 et 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm et garde-corps en aluminium.

- **Ascenseur** : notre ouvrage est muni d'un ascenseur qui part du rez-de-chaussée jusqu'au dernier étage.

### **I.3.2 les éléments principaux :**

Notre bâtiment est à ossature mixte contreventée par des voiles, composé de :

- **Poutres** : C'est des éléments porteurs horizontaux avec des armatures incorporées, elles reçoivent les charges et surcharges verticales qui se trouvent sur les planchers puis elles les transmettent aux poteaux et aux voiles. Nous distinguons deux types de poutres, les poutres principales sur lesquelles sont disposées les poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- **Poteaux** : C'est des éléments porteurs verticaux, chargés de reprendre les charges et surcharges verticales issues des différents niveaux afin de les transmettre aux fondations, ainsi que les actions horizontales.

Les poteaux et les poutres forment un système de portique.

- **Voiles** : C'est des éléments porteurs verticaux de contreventement rigide disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), qui assurent la stabilité de notre ouvrage, face aux actions horizontales d'une part, et à reprendre une partie des efforts verticaux d'autre part et les transmettre aux fondations.

### **I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

La structure sera réalisée en béton armé qui est un mélange des deux matériaux : béton et acier, afin d'obtenir un béton renforcé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer leurs caractéristiques.

#### **I.4.1 Béton :**

##### **I.4.1.1 Définition :**

Le béton est un mélange hétérogène composé de granulats gros et fin (sable et gravier), qui sont liées par un liant hydraulique (ciment) et l'eau, et éventuellement d'adjuvants avec des proportions convenables qui peuvent varier considérablement en fonction des propriétés chimiques de chaque composant et les propriétés requises du béton. Pour enfin avoir une

Pierre artificielle dure. Le béton représente une bonne résistance à la compression et faible en traction.

Le dosage en ciment varie entre 300 et 400 Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre, le minimum autorisé par le DTR « Les règles CBA 93[2] » est de 300 Kg/m<sup>3</sup>

#### I.4.1.2 Résistance caractéristiques du béton :

- **Résistance à la compression :**

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée  $f_{C28}$ , cette valeur est conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages.

Lorsque le béton est sollicité à  $j \leq 28$  jours, sa résistance est obtenue par les formules données dans les règles CBA93 (A2.1.1.1) [2]:

$$\text{- Pour } f_{C28} \leq 40 \text{ Mpa} \quad f_{Cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{C28}$$

$$\text{- Pour } f_{C28} > 40 \text{ Mpa} \quad f_{Cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{C28}$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours  $j \geq 28$  jours, on peut admettre une résistance égale à  $f_{Cj} = 1,1 f_{C28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance à 28 jours atteigne 40 MPA.

→ Nous avons pris une résistance :  $f_{C28} = 25 \text{ MPA}$

$$f_{Cj} = 25 \text{ MPA} \quad (f_{C28} < 40 \text{ MPA})$$

- **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction du béton est relativement faible, elle est déterminée souvent par flexion, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée  $f_{ij}$  est donnée par la formule dans les règles CBA93 (A2.1.1.2) [2].

$$\text{- } f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{Cj} \quad \text{Avec } f_{Cj} \leq 60 \text{ MPA}$$

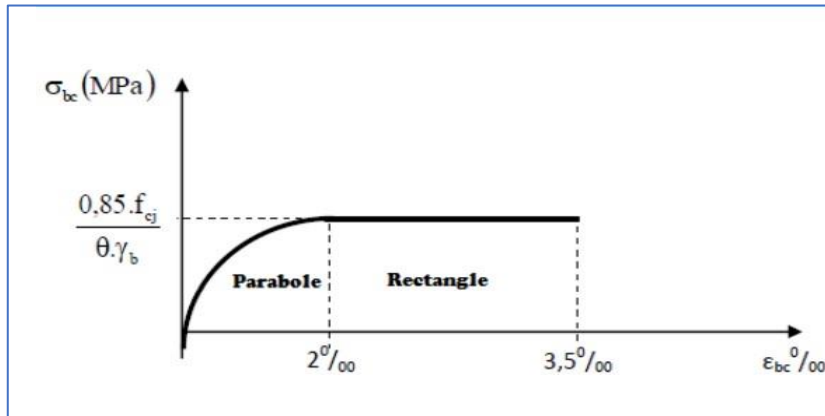
→ Pour  $j=28$  jours et  $f_{C28} = 25 \text{ MPA}$

⇒ Dans notre cas nous aurons :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$ .

#### I.4.1.3 Contraintes limites :

- **Etat limite ultime :**

Il sert à étudier la résistance du bâtiment, pour cela trois types d'actions sont pris en compte les actions variables, les actions permanentes, et les actions accidentelles. il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité



Figurd.5. Diagramme contraintes déformations du béton

➤ La contrainte limite ultime en compression est définie par la formule suivante :

- Situation normale :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \cdot \gamma_b}$  ;  $\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1,5$
- Situation accidentelle :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \cdot \gamma_b}$  ;  $\theta = 1,5$  ;  $\gamma_b = 1,15$

⇒ Dans notre cas nous aurons :

- Situation normale :  $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$
- Situation accidentelle :  $f_{bu} = 12.31\text{MPa}$

➤ La contrainte ultime de cisaillement est limité par :

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{adm}$$

- Fissuration peu préjudiciable :  $\tau_{adm} = \min (0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa})$
- Fissuration préjudiciable :  $\tau_{adm} = \min (0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa})$

⇒ Dans notre cas nous aurons : (Avec :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{C28} = 25\text{MPa}$ )

- Fissuration peu préjudiciable :  $\tau_{adm} = 3,33\text{MPa}$
- Fissuration préjudiciable :  $\tau_{adm} = 2,5\text{MPa}$

• **Etat limite de service :**

Le bâtiment doit être durable et réutilisable pendant toute sa vie même avec des défauts, il doit être dimensionné pour supporter toutes les actions ainsi que les attaques

de l'environnement. Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

⇒ Dans notre cas nous aurons :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

#### I.4.1.4 Déformation longitudinale du béton :

D'après les règles CBA93 (A2.1.2) [2] on distingue deux modules de déformations longitudinales du béton :

- **Déformation instantané  $E_{ij}$  :**

C'est une Déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur, sa formule est donnée dans les règles CBA93 (A2.1.2.1) [2] :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{Cj}}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{C28}} \quad (f_{C28}=25 \text{ MPA})$$

⇒ Dans notre cas nous aurons :  $E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA}$ .

- **Déformation différé  $E_{vj}$  :**

Ces déformations, comprennent le retrait et le fluage du béton qui est un phénomène de raccourcissement du béton avec le temps à l'origine de l'évaporation d'eau dans les capillaires de la pâte du ciment, le module de déformation longitudinal différé est donné par la formule dans les règles de CBA93 (A2.1.2.2) [2] :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{Cj}}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} \quad (f_{C28}=25 \text{ MPA})$$

⇒ Dans notre cas nous aurons :  $E_{v28} = 10818.9 \text{ MPA}$ .

#### I.4.1.5 Coefficient de poisson :

Selon les règles de CBA93 (A2.1.3) [2], le coefficient de poisson est pris égal à :

- A ELU :  $\nu = 0,2$

- A ELS :  $v = 0$

## I.4.2 Acier :

### I.4.2.1 Définition :

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue une belle alliance. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement aux efforts de traction.

Le module de déformation longitudinal de l'acier quel que soit la nuance est pris égale à :  $E_s = 200\,000$  MPA. CBA article(A2.2.1) [2]

Le coefficient de poisson des aciers égale:  $v = 0,3$ .

### I.4.2.2 Résistance caractéristique de l'acier :

Le tableau ci-dessous résume les limites de résistance des différents types d'aciers :

**Tableau I.1. Caractéristiques des aciers avec leurs limites**

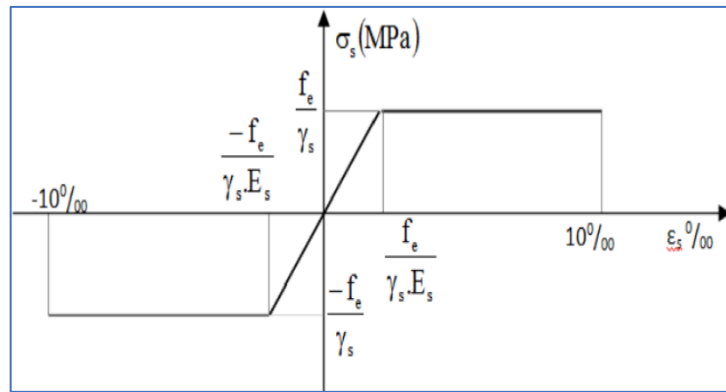
	Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à hautes adhérences
Désignation	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
Limite élastique $f_e$ [MPa]	400	500	500	500
Résistance à la rupture [MPa]	$\geq 480$	$\geq 555$	550	550

⇒ Dans notre cas nous avons opté pour utiliser : acier à haute adhérence type FeE400.

### I.4.2.3 Contraintes limites :

- **Etat limite ultime :**

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ , comme le montre la figure ci-dessous :



**Figure I.6. Diagramme contraintes déformations de l'acier**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie ces lois

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s & \text{Pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \text{ ( Avec } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \text{ )} \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{(Situation accidentelle)} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{(Situation durable)} \end{cases}$

⇒ Dans notre cas on aura  $\begin{cases} \sigma_s = 400 \text{ MPA} & \text{(accidentelle)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPA} & \text{(durable)} \end{cases}$

• **Etat limite de service :**

➤ **Fissuration peu préjudiciable (FPP) :** CBA93(A.4.5.3.2) [2]

Il n'y a aucune vérification à faire car la contrainte n'est soumise à aucune réduction.

➤ **Fissuration préjudiciable (FP) :** CBA93(A.4.5.3.3) [2]

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce, il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

Avec ( $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\eta = 1,6$ (acier haute adhérence);  $f_{tj} = 2,1\text{MPa}$ )

⇒ Dans notre cas on aura :  $\sigma_s = \min (266,66 ; 201,63)$

⇒  $\sigma_s = 201,63 \text{ MPA}$

➤ **Fissuration très préjudiciable (FTP) :** CBA93(A.4.5.3.4) [2]

Lorsque des éléments mis en œuvre sont exposés à des milieux agressifs, où ils doivent assurer une étanchéité, il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_c, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

⇒ Dans notre cas on aura :  $\sigma_s = \min (200 ; 164,97)$

⇒  $\sigma_s = 165$  MPA

➤ **Protection des armatures :**

Cette protection est l'enrobage appelé «c» c'est la distance qui sépare l'armature de l'extérieur afin de protéger les armatures de toute agression externes tel que les intempéries et les différents agents qui peuvent être agressif. Cet enrobage est défini dans les règles du BAEL91(A.7.1) [3] comme suit :

- $C \geq 5$ cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

- $C \geq 3$ cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

- $C \geq 1$ cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer les caractéristiques géométriques et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et qui sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Matériaux	Caractéristiques mécaniques		Valeurs [MPa]
Béton	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )		25
	Contrainte limite à l'ELU ( $f_{bu}$ )	Situation normale	14.17
		Situation accidentelle	12.31
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )		15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$		32164.19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$		10818.9
Acier	Limite d'élasticité ( $f_e$ )		400
	Module d'élasticité MPA		$2.10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU ( $\sigma_s$ )	Situation accidentelle	400
		Situation normal	348
	Contrainte à l'ELS ( $\sigma_s$ )	FPP	/
		FP	201.63
FTP		165	

## **Chapitre II : pré dimensionnement des éléments**

**Introduction :**

L'objet de ce chapitre est de choisir les dimensions des différents éléments de la structure, pour cela il faut d'abord passer par un pré dimensionnement au stade de l'avant-projet en se référant aux normes réglementaires, pour vérifier la résistance et la stabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales. Les résultats obtenus lors du pré dimensionnement peuvent être modifiés en se basant sur le principe de la descente des charges.

Nous avons devisé notre ouvrage en trois blocs distincts :

**A. BLOC A :****II.A.1 Pré dimensionnements des éléments secondaires et évaluation des charges :****II.A.1.1 Plancher :**

Le bloc étudié comporte un seul type de plancher qui est un plancher à corps creux.

La relation de pré-dimensionnement d'après (BAEL 91 modifié 99[03] /Art B6.8.424) est :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

$h_t$  : étant la hauteur total du plancher (m).

$L_{max}$ : Portée du plancher dans le sens des poutrelles (m).

Le RPA 99 version 2003 [01] (Article 7.4.1) exige pour les poteaux :  $\min (b, h) \geq 25$  cm en zone II a :

On prend  $b=h=25$  cm.

Dans notre cas :

$$L_{max} = 4,35 - 0,25$$

$$\Rightarrow h_t = \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{4,1}{22,5} = 0,18\text{m} = 18\text{cm}$$

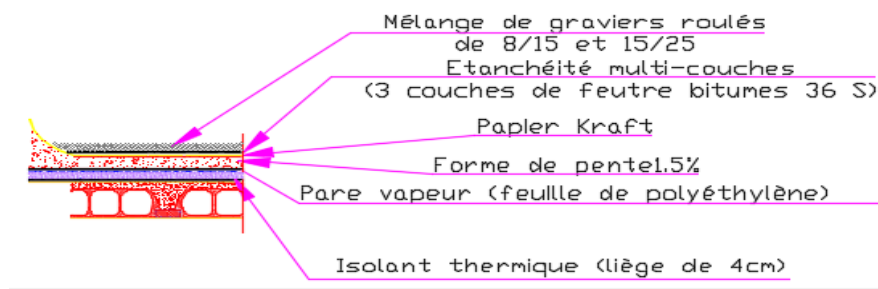
$\Rightarrow$  Nous optons pour un plancher de hauteur 20 cm composé de corps creux  $H=16$  cm, et d'une dalle de compression d'épaisseur  $E=4$  cm .

- **Evaluation des charges et surcharges du plancher :**

- **Terrasse inaccessible :**

Les tableaux ci-dessous représentent les différentes couches qui constituent un plancher terrasse et un plancher étage courant respectivement, les valeurs sont tirées à partir de :

[DTR B.C.2.2[4] Charges permanentes et charges d'exploitation]



**Figure II.1 détail d'étanchéité**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection de gravier	0,05	20	1,00
Etanchéité multi couches	0,02	6	0,12
Papier kraft	/	/	0,05
Forme de pente	0,07	22	1,54
Par vapeur (film polyane)	/	/	0,01
Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
Plancher corps creux	0,20	/	2,80
Enduit plâtre	0,02	10	0,2

**Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible**

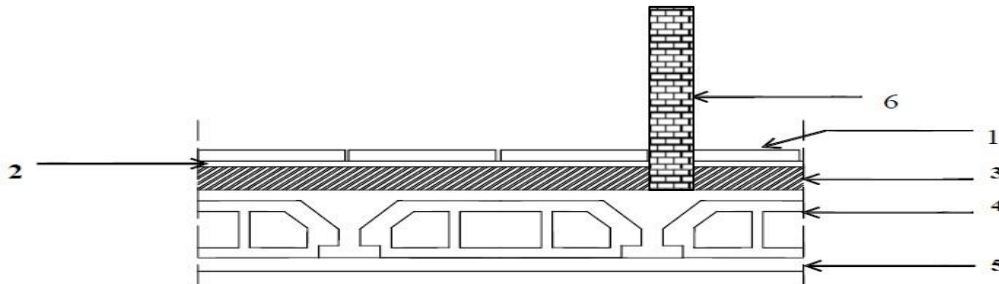
**La charge permanente :**

$$G=5,88 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

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

- **Plancher étage courant et RDC**



**Figure II.2 Eléments constitutifs du plancher étage courant**

N°	Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en grés cérame (compacto)	/	/	0.60
2	Mortier de pose	0.02	22	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0,20	14	2,80
5	Enduit plâtre	0,02	14	0,28
6	Cloison de séparation interne	0,10	9	0,9

**Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant**

**La charge permanente :**

$$G=5,34 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

$$Q=4 \text{ KN/m}^2$$

### II.A.1.2.Escalier :

Dans ce bloc on a des escaliers balancés :

✓ Hauteur contremarche et giron :

La relation qui relie  $g$  et  $h$  est donnée par la formule de Blondel :

$$0,58 \text{ m} \leq g+2h \leq 0,64 \text{ m}$$

Avec :

$$h: \text{ hauteur de la contremarche} \quad 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$g: \text{ le giron} \quad 26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

On prend :  $g = 30\text{cm}$  et  $h = 17\text{cm}$

$$\Rightarrow g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} \text{ (formule de Blondel est vérifiée)}$$

✓ Nombre de contremarches :

$$n_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contremarches}$$

$\Rightarrow$  Donc nous prenons 13 contremarches pour la volée 1 (avec 3 contremarches balancées et 10 droites) et 11 contremarches pour la volée 2 (avec 3 contremarches balancées et 8 droites)

✓ Nombre de marches :

Volée 1 :

$$n = n_c - 1 = 13 - 1 = 12$$

Volée 2 :

$$n = n_c - 1 = 11 - 1 = 10$$

$\Rightarrow$  Donc nous prenons 12 marches pour la volée 1 (avec 10 marches droites et 2 marches balancées) et 10 marches pour la volée 2 (avec 8 marches droites et 2 balancées).

✓ Hauteur de la volée :

Pour la volée 1 :

$$H_v = n_c \times h = 10 \times 17 = 170\text{cm}$$

$$H_v = n_c \times h = 3 \times 17 = 51\text{cm}$$

Pour la volée 2 :

$$H_v = n_c \times h = 8 \times 17 = 136\text{cm}$$

$$H_v = n_c \times h = 3 \times 17 = 51\text{cm}$$

✓ Ligne de foulée :

Pour la volée 1 :

$$L_r = g(n_c - 1) = 30(10) = 300\text{cm}$$

$$L_r = g(n_c - 1) = 30(2) = 60\text{cm}$$

Pour la volée 2 :

$$L_r = g(n_c - 1) = 30(8) = 240\text{cm}$$

$$L_r = g(n_c - 1) = 30(2) = 60\text{cm}$$

✓ Angle d'inclinaison :

Pour la volée 1 :

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H_v}{L_r} = \tan^{-1} \frac{170}{300} = 29,54^\circ$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H_v}{L_r} = \tan^{-1} \frac{51}{60} = 40,36^\circ$$

Pour la volée 2 :

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H_v}{L_r} = \tan^{-1} \frac{136}{240} = 29,54^\circ$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H_v}{L_r} = \tan^{-1} \frac{51}{60} = 40,36^\circ$$

✓ Longueur de la paille :

Pour la volée 1 :

$$L_v = \frac{H_v}{\sin \theta} = \frac{170}{\sin 29,54} = 344,8\text{cm}$$

$$L_v = \frac{H_v}{\sin \theta} = \frac{51}{\sin 40,36} = 78,75 \text{ cm}$$

Pour la volée 2 :

$$L_V = \frac{H_v}{\sin \theta} = \frac{136}{\sin 29,54} = 275,84 \text{ cm}$$

$$L_V = \frac{H_v}{\sin \theta} = \frac{51}{\sin 40,36} = 78,75 \text{ cm}$$

✓ Epaisseur de la paillasse et du palier :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{344,8 + 78,75}{30} \leq e_p \leq \frac{344,8 + 78,75}{20}$$

$$14,12 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,17 \text{ cm}$$

⇒ On adopte  $e_p = 20 \text{ cm} = 0,2 \text{ m}$

• **évaluation des charges et surcharges d'escalier :**

- **Paillasse :**

**Tableau II.3 : Charges permanentes de la paillasse**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre	0,02	/	0,7
Couche de sable	0,02	18	0,36
Ciment colle	0,01	16	0,16
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,13
Paillasse	0,2	25	5
Garde-corps en aluminium	/	/	0,20

**La charge d'exploitation :**

$$G = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

**La charge permanente :**

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

**II.A.1.3. Acrotère :**

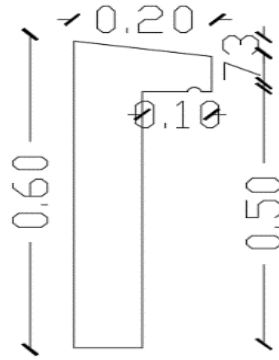


Figure II.3 Détail acrotère

On calcule la surface de l'acrotère :

$$S = (0,2 \times 0,03) \frac{1}{2} + 0,5 \times 0,1 + (0,2 \times 0,07) \\ = 0,003 + 0,05 + 0,014$$

$$S = 0,067 \text{ m}^2$$

**Le poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,067$$

$$G = 1,675 \text{ KN/m}$$

**La charge d'exploitation :**

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

#### II.A.1.4. Mur et cloisons :

- **Murs extérieur :**

Tableau II.4 : Charges permanentes du mur extérieur

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse extérieur	0,15	9,00	1,35
Lame d'air	0,05	1,00	0,05
Brique creuse intérieur	0,10	9,00	0,90
Enduit de ciment	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20

**La charge permanente :**

$$G = 2,86 \text{ KN/m}^2$$

## II.A.2 Pré dimensionnements des éléments principaux et évaluation des charges :

### II.A.2.1 Poutres :

D'après le (BAEL.99 [03] /Art A.4.14.), les dimensions sont :

$$\begin{cases} \text{Hauteur} : \frac{L_{\max}}{15} < h_t < \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur} : \frac{3}{10} h_t < b < \frac{7}{10} h_t \end{cases}$$

- **Poutres principales :**

On prend deux valeurs de  $L_{\max} = 9,25 - 0,25$  et  $L_{\max} = 4,70 - 0,25$  m

$$\Rightarrow \text{pour } L_{\max} = 9 \text{ m} \begin{cases} 60 \text{ cm} < h_t < 90 \text{ cm} & \text{on prend: } h_t = 75 \text{ cm} \\ 22,5 \text{ cm} < b < 52,5 \text{ cm} & \text{on prend: } b = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{pour } L_{\max} = 4,45 \text{ m} \begin{cases} 29,66 \text{ cm} < h_t < 44,5 \text{ cm} & \text{on prend: } h_t = 40 \text{ cm} \\ & \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des exigences [RPA99 [1], Art 7.5.1] :

$h_t = 75 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} = \frac{75}{40} = 1,875 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte les deux dimensions pour les poutres principales :

$$\Rightarrow \text{PP} : (40 * 75)$$

$$\Rightarrow \text{PP} : (30 * 40)$$

- **Poutres secondaires :**

On prend  $L_{\max} = 4,35 - 0,25 = 4,1$  m

$$\Rightarrow \begin{cases} 27,33 \text{ cm} < h_t < 41 \text{ cm} & \text{on prend: } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm} & \text{on prend: } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des exigences [RPA99/2003[1], Art 7.5.1] :

$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte les dimensions suivantes pour la poutre secondaire :

$\Rightarrow$ PS : (30 \* 40)

### II.A.2.2 Voiles :

D'après le (RPA99/2003 [1] /Art 7.7.1 figure 7.8) l'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

Dans notre cas de figure, on utilisera :

$$\Rightarrow a > \frac{h_e}{22}$$

$$\Rightarrow h_e = 4,08 - 0,2 = 3,88\text{m}$$

$$\Rightarrow a > 17,63 \text{ cm}$$

On adopte pour les voiles une épaisseur  $a = 20\text{cm}$

Vérification des exigences [RPA99/2003[1], Art 7.7.1] :

$$\Rightarrow a_{min} = 15 \text{ cm} < a = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur minimale des voiles est donnée par la condition suivante :

$$\Rightarrow L \geq 4 a$$

$$\Rightarrow L \geq 4(20)$$

$$\Rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

### II.A.2.3 Poteaux :

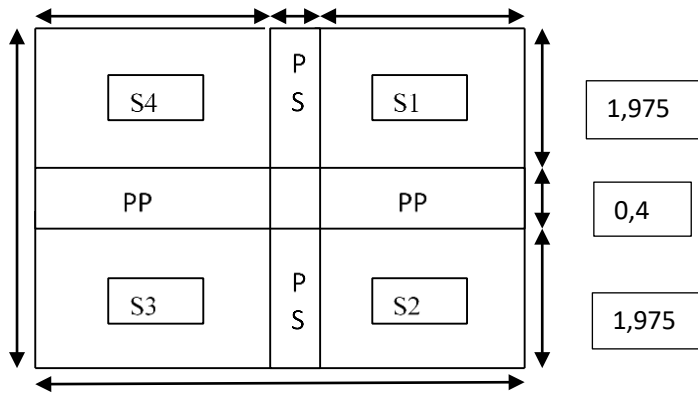
- Charges et surcharges revenant au poteau sollicité :

a) **Surface d'influence :**

4,475
-------

0,3
-----

2,2
-----



**Figure II.4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (Pot C3)**

**Surface nette:**

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$= (1,975 \times 2,2) + (1,975 \times 2,2) + (1,975 \times 4,475) + (1,975 \times 4,475)$$

$$S_{\text{nette}} = 26,366\text{m}^2$$

**Surface brute :**

$$S_{\text{brute}} = (4,475 + 0,3 + 2,2) \times (1,975 + 0,4 + 1,975)$$

$$S_{\text{brute}} = 30,34\text{m}^2$$

**b) Poids propre des éléments :**

- **Poids propre des planchers**

$$P = G \times S$$

Avec :

P : poids propre de l'élément (KN)

G : charge permanente (KN/m<sup>2</sup>)

S : surface nette (m<sup>2</sup>)

**Plancher terrasse inaccessible**

$$P_{\text{pt}} = 5,88 \times 26,366$$

$$P_{\text{pt}} = 155,03 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant**

$$P_{pe} = 5,34 \times 26,366$$

$$P_{pe} = 140,79 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poutres**

**Poutres principales**

$$P_{pp} = (25 \times 0,40 \times 0,75 \times (4,475 + 0,30)) + (25 \times 0,40 \times 0,4 \times 2,2)$$

$$P_{pp} = 44,61 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires**

$$P_{ps} = \rho \times a \times b \times (1,975 + 1,975)$$

$$P_{ps} = (25 \times 0,4 \times 0,3 \times 3,95)$$

$$P_{ps} = 11,85 \text{ KN}$$

**Poids total des poutres**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_t = 44,61 + 11,85$$

$$P_t = 56,46 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poteaux**

Les dimensions suivantes pour tous les poteaux dans notre bloc :

Nous adoptons préalablement la section du poteau minimal exigé par RPA[1] en zone IIa  
(25X25) cm<sup>2</sup>

On calcul leurs poids :

$$P_{pot} = \rho \times S \times h$$

$$\text{Avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

S : surface des poteaux (m<sup>2</sup>)

h : hauteur d'étage (m)

**Poteau RDC et étages courants (h= 4,08 - 0,75)**

$$P_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,33 = 5,20 \text{ KN}$$

**c) Surcharges d'exploitations**

$$Q_i = Q \times S$$

Avec : Q : surcharge d'exploitation d'un élément quelconque en KN/m<sup>2</sup>

S : surface brute m<sup>2</sup>

Q<sub>i</sub> : surcharge d'exploitation d'un élément quelconque en KN

**Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q_{pt} = 1 \times 30,34 = 30,34 \text{ KN}$$

**Plancher étages courants +RDC :**

$$Q_{pe} = 4 \times 30,34 = 121,36 \text{ KN}$$

**- Loi de dégression des charges :**

D'après le DTR B.C.2.2[4] /6.3, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes .Le nombre minimum de niveaux pour tenir en compte de cette loi est de 5.

En raison du nombre d'étages qui composent la structure étudié  $n < 5$ , il n'y a pas lieu de tenir en compte de la loi de dégression.

Tableau II.5 sections des poteaux

Charges permanentes (KN)				Charges d'exploitations (KN)			Effort Normaux	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )			
Niveau	Poids des planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G <sub>Total</sub>	G <sub>C</sub>	Coeff	Qi	Qc	N=G <sub>C</sub> +Qc (kN)	S <sub>trouvé</sub>	S <sub>ado</sub> ptée
3	155,03	56,46	/	211,49	211,49	1	30,34	30,34	241,83	161,22	500
2	140,79	56,46	5,20	202,45	413,94	1	121,36	151,7	565,64	377,09	500
1	140,79	56,46	5,20	202,45	616,39	1	121,36	273,06	889,45	592,96	500
Bas	/	/	5,20	5,20	621,59	1	/	273,06	894,65	596,43	500

On calcul S<sub>trouvé</sub> à partir de cette loi : (Art7.4.3.1.RPA 99 modifié 2003)

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{N}{\sigma_{bc}} \text{ Avec: } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} = 1,5 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

**d) Vérification relative aux exigences du RPA (art7.4.1du RPA99) :**

- Pour tous les étages :

$$\text{Min (b, h)} = \text{Min (50} \times \text{50)} = 50 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408-75}{20} = 15,13 \text{ cm}$$

⇒ (Condition Vérifiée)

**e) Vérification des poteaux au flambement :**

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{50} = 19,78 \leq 50$$

⇒ (Condition Vérifiée)

**B. Bloc B :**

**II.B.1 Pré dimensionnements des éléments secondaires et évaluation des charges :**

**II.B.1.1 Plancher :**

Le bloc étudié comporte deux types de planchers: plancher à corps creux et dalle pleine.

- **La relation de pré-dimensionnement du plancher à corps creux est :**

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5}$$

Dans notre cas :

$$L_{max} = 5,68 - 0,25 = 5,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_t = \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{5,45}{22,5} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

⇒ On opte pour un plancher de hauteur 24 cm composé de corps creux H=20 cm, et d'une dalle de compression d'épaisseur E= 4 cm.

- **La relation de pré-dimensionnement de la dalle pleine :**

Pour dimensionner la dalle pleine on doit prendre en compte les conditions suivantes :

**a- Condition de résistance au feu :**

La valeur de l'épaisseur est donnée par:

e = 6 cm minimum pour 1/2 heure de coupe-feu.

e = 7 cm minimum pour 1 heure de coupe-feu.

e = 9 cm minimum pour 1h30 de coupe-feu.

$e = 11$  cm minimum pour 2 heures de coupe-feu.

$e = 15$  cm minimum pour 3 heure de coupe-feu.

→ Pour notre projet, on prend  $e = 15$  cm.

**b- Condition de l'isolation phonique :**

L'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 13 cm, ( $e \geq 13$  cm).

→ Pour notre projet, on prend  $e = 15$  cm.

**c- Condition de résistance à la flexion :**

Les dalles pleines sur appuis linaires continus peuvent porter dans deux directions (bidirectionnelles) ou bien dans une seule direction (unidirectionnelle). Les portées  $\ell_x$  et  $\ell_y$  d'un « panneau » de dalle sont mesurées entre les nus des appuis.

Si  $\alpha < 0,40$  :  $e_p = \frac{\ell_x}{30}$  la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

Si  $0,40 \leq \alpha \leq 1$  :  $e_p = \frac{\ell_x}{40}$  la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Dans notre cas

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\ell_x}{\ell_y} = \frac{7,38-0,25}{10,21-0,25} = 0,71 > 0,4$$

$$\Rightarrow e_p = \frac{\ell_x}{40} = \frac{7,13}{40} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_p = 20 \text{ cm}$$

D'après les 3 conditions on prend :

$$\Rightarrow e_p = \max(15; 20)$$

$$\Rightarrow e_p = 20 \text{ cm}$$

• **Evaluation des charges et surcharges du plancher :**

- **Terrasse inaccessible :**

**Tableau II.6 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible corps creux**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection de gravier	0,05	20	1,00
Etanchéité multi couches	0,02	6	0,12
Papier kraft	/	/	0,05
Forme de pente	0,07	22	1,54
Par vapeur (film polyane)	/	/	0,01
Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
Plancher corps creux	0,24	/	3,30
Enduit plâtre	0,02	10	0,2

**La charge permanente :**

$$G=6,38 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

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

- **Plancher étage courant et RDC :**

**Tableau II.7 : Charges permanentes du plancher étage courant corps creux**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en grés cérâme (compacto)	/	/	0.60
Mortier de pose	0.02	22	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0,24	/	3,30
Enduit plâtre	0,02	14	0,28
Cloison de séparation interne	0,10	9	0,9

**La charge permanente :**

$$G = 5,84 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

- **Dalle pleine :**

**Tableau II.8 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible dalle pleine**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection de gravier	0,05	20	1,00
Etanchéité multi couches	0,02	6	0,12
Papier kraft	/	/	0,05
Forme de pente	0,07	22	1,54
Par vapeur (film polyane)	/	/	0,01
Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
Dalle pleine	0,20	25	5
Enduit plâtre	0,02	10	0,2

**La charge permanente :**

$$G = 8,08 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

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

- **Plancher étage courant et RDC en dalle pleine :**

**Tableau II.9 : Charges permanentes du plancher étage courant en dalle pleine**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en grés cérame (compacto)	/	/	0.60
Mortier de pose	0.02	22	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0,20	25	5
Enduit plâtre	0,02	14	0,28
Cloison de séparation interne	0,10	9	0,9

**La charge permanente :**

$$G = 7,54 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

### II.B.1.2.Escalier :

Dans ce bloc on a deux types d'escaliers :

- **Type 1 :**

L'escalier est à deux volées non identiques contrariées par un palier d'angle.

Hauteur contremarche	17	
Hauteur giron	30	
Nombre contremarches	Volée 1	9
	Volée 2	15

<b>Nombre marches</b>	Volée 1	8
	Volée 2	14
<b>Hauteur volée</b>	Volée 1	153 cm
	Volée 2	255 cm
<b>Longueur paillasse</b>	Volée 1	240 cm
	Volée 2	420 cm
<b>Angle d'inclinaison</b>	Volée 1	32,51°
	Volée 2	31,26°
<b>Longueur volée</b>	Volée 1	284,67 cm
	Volée 2	491,35 cm
<b>Epaisseur paillasse</b>	Volée 1	$\frac{284,67 + 265 + 110}{30} \leq e_p \leq \frac{284,67 + 265 + 110}{20}$ $e_p = 22 \text{ cm}$
	Volée 2	$\frac{491,35 + 275}{30} \leq e_p \leq \frac{491,35 + 275}{20}$ $e_p = 26 \text{ cm}$

- **Évaluation des charges et surcharges d'escalier :**

➤ **Volée1 :**

- **Palier :****Tableau II.10: Charges permanentes du palier d'escalier**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre	0,02	/	0,7
Couche de sable	0.02	18	0.36
Ciment colle	0,01	16	0,16
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>Palier</b>	0,22	25	5,5

$$G = 7,08 \text{ KN/m}^2$$

**Paillasse :**

$$G = 9,41 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Volée 2 :****Palier :**

$$G = 8,08 \text{ KN/m}^2$$

**Paillasse :**

$$G = 10,41 \text{ KN/m}^2$$

• **Type 2 :**

L'escalier est à deux volées identiques contrariées par un palier de repos les mêmes valeurs seront présent pour les deux volées.

Hauteur contremarche	17
Hauteur giron	30
Nombre contremarches	12
Nombre marches	11
Hauteur volée	204 cm
Longueur paillasse	330 cm
Angle d'inclinaison	31,72°
Longueur volée	388 cm
Epaisseur paillasse	$\frac{388 + 204 + 66}{30} \leq e_p \leq \frac{388 + 204 + 66}{20}$ $e_p = 22 \text{ cm}$

- **Evaluation des charges et surcharges d'escalier :**

**Palier :**

$$G = 7,08 \text{ KN/m}^2$$

**Paillasse :**

$$G = 9,41 \text{ KN/m}^2$$

**II.B.2 Pré dimensionnements des éléments principaux et évaluation des charges :**

**II.B.2.1 Poutres :**

D'après le BAEL[3], les dimensions sont :

$$\begin{cases} \text{Hauteur} : \frac{L_{\max}}{15} < h_t < \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur} : \frac{3}{10} h_t < b < \frac{7}{10} h_t \end{cases}$$

- **Poutres principales :**

Dans ce bloc on dispose de plusieurs portées presque identiques pour qui on fera les mêmes dimensions :

$$\Rightarrow \text{pour : } 2,66 - 0,25 \leq L_{\max} \leq 4,70 - 0,25$$

Pour toutes les valeurs comprises entre 2,41 et 4,45 on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} 29,66 \text{ cm} < h_t < 44,5 \text{ cm} \text{ on prend: } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{on prend: } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \text{pour : } 4,75 - 0,25 \leq L_{\max} \leq 7,99 - 0,25$$

Pour toutes les valeurs comprises entre 4,5 et 7,74 on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} 47,53 \text{ cm} < h_t < 71,3 \text{ cm} \text{ on prend: } h_t = 60 \text{ cm} \\ 18 \text{ cm} < b < 42 \text{ cm} \text{ on prend: } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \text{pour : } 9,20 - 0,25 \leq L_{\max} \leq 10,21 - 0,25$$

Pour toutes les valeurs comprises entre 8,95 et 9,96 on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59,66 \text{ cm} < h_t < 89,5 \text{ cm} \text{ on prend: } h_t = 85 \text{ cm} \\ 22,5 \text{ cm} < b < 52,5 \text{ cm} \text{ on prend: } b = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences [RPA99[1], Art 7.5.1] :

Pour la zone IIa :

$$\checkmark h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 85 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h_t}{b} < 4$$



$$\checkmark \frac{h_t}{b} < 4$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{50}{30} = 1,66 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte les dimensions suivantes pour les poutres secondaires :

$$\Rightarrow \text{PS : (30 * 40)}$$

$$\Rightarrow \text{PS : (30 * 50)}$$

### II.B.2.2 Voiles :

D'après le (RPA99[1] Art 7.7.1 figure 7.8) l'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$\Rightarrow a > \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

Avec  $h_e$  hauteur d'étage libre

$$\Rightarrow h_e = 4,08 - 0,24 = 3,84\text{m}$$

$$\Rightarrow a > \max(15,36 \text{ cm} ; 17,45 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} )$$

On adopte pour les voiles une épaisseur  $a = 20\text{cm}$

Vérification des exigences [RPA99[1], Art 7.7.1] :

$$\Rightarrow a_{min} = 15 \text{ cm} < a = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur minimale des voiles est donnée par la condition suivante :

$$L \geq 4 a$$

$$\Rightarrow L \geq 4(20)$$

$$\Rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

### II.B.2.3 Poteaux:

- **Charges et surcharges revenant au poteau sollicité :**

a) **Surface d'influence :**

**Surface nette:**

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4+S5$$

$$= (2,7 \times 4,98) + (4,98 \times 3,565) + \frac{3,565 \times 1,25}{2} + \frac{(1,91+2,25) \times 2,17}{2} + 4,58$$

$$S_{\text{nette}} = 42,52 \text{ m}^2$$

**Surface brute:**

$$S_{\text{brute}} = 52,20 \text{ m}^2$$

**b) Poids propre des éléments****- Poids propre des planchers**

$$P = G \times S$$

**Plancher terrasse inaccessible**

$$P_{\text{pt}} = G_{\text{DP}} \times (S1 + S2) + G_{\text{CC}} \times (S3 + S4 + S5)$$

$$P_{\text{pt}} = 8,08 \times 31,2 + 6,38 \times 11,324$$

$$P_{\text{pt}} = 324,34 \text{ KN}$$

**Plancher étage courant**

$$P_{\text{pe}} = G_{\text{DP}} \times (S1 + S2) + G_{\text{CC}} \times (S3 + S4 + S5)$$

$$P_{\text{pe}} = 7,54 \times 31,2 + 5,84 \times 11,324$$

$$P_{\text{pe}} = 301,38 \text{ KN}$$

**- Poids propre des poutres****Poutres principales**

$$P_{\text{pp}} = (25 \times 0,4 \times 0,85 \times 4,98) + (25 \times 0,3 \times 0,5 \times 2,7) + (25 \times 0,3 \times 0,6 \times 3,565) + (25 \times 0,25 \times 0,40 \times 2,25) + (25 \times 0,3 \times 0,50 \times 2,615)$$

$$P_{\text{pp}} = 83,93 \text{ KN}$$

**- Poids propre des poteaux****Poteau RDC et étages courants (h= 4,08 - 0,85) :**

$$P_{\text{pot}} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,23 = 5,05 \text{ KN}$$

**c) Surcharges d'exploitations****Plancher terrasse inaccessible**

$$Q_{\text{pt}} = 1 \times 52,20 = 52,20 \text{ KN}$$

**Plancher étages courants +RDC**

$$Q_{\text{pe}} = 4 \times 52,20 = 208,8 \text{ KN}$$

**- Loi de dégression des charges :**

En raison du nombre d'étages qui composent le bloc étudié  $n < 5$ , il n'y a pas lieu de tenir en compte de la loi de dégression

**Tableau II.11 : Section des poteaux**

niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)			Effort Normaux	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des Poutres	Poids des poteaux	G <sub>Total</sub>	G <sub>C</sub>	Coeff	Qi	Qc	N=G <sub>C</sub> +Q <sub>C</sub> (kN)	S <sub>trouvée</sub>	S <sub>adoptée</sub>
3	324,34	83,93	/	408,27	408,27	1	52,20	52,20	460,47	306,98	50 ×5 0
2	301,38	83,93	5,05	390,36	798,63	1	208,8	261	1059,63	706,42	50 ×5 0
1	301,38	83,93	5,05	390,36	1188,99	1	208,8	469,8	1658,79	1105,86	50 ×5 0
Bas	/	/	5,05	5,05	1194,04	1	/	469,8	1663,84	1109,22	50 ×5 0

**d) Vérification relative aux exigences du RPA (art7.4.1du RPA99) :**

- Pour RDC et étages courant :

$$\text{Min}(b, h) = \text{Min}(50 \times 50) = 50 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408-85}{20} = 16,15 \text{ cm}$$

⇒ (Condition Vérifiée)

**e) Vérification des poteaux au flambement :**

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

- Pour RDC et les étages 1 et 2:

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{50} = 19,78 \leq 50 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**C. Bloc C :****II.C.1 Pré dimensionnements des éléments secondaires et évaluation des charges :****II.C.1.1 Plancher :**

Le bloc étudié comporte deux types de planchers : plancher à corps creux et dalle pleine.

- **La relation de pré-dimensionnement du plancher à corps creux est :**

$$h_t = \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 5,50 - 0,25$$

$$\Rightarrow h_t = \frac{L_{\max}}{22,5} = \frac{5,25}{22,5} = 0,23\text{m} = 23\text{cm}$$

⇒ Nous optons pour un plancher de hauteur 24 cm composé de corps creux H=20 cm, et d'une dalle de compression d'épaisseur E= 4cm.

- **La relation de pré-dimensionnement de la dalle pleine pour balcon est :**

Pour dimensionner la dalle pleine nous devons prendre en compte les conditions suivantes :

**a- Condition de résistance au feu :**

→ Pour notre projet, on prend e = 15 cm.

**b- Condition de l'isolation phonique :**

→ Pour notre projet, on prend  $e = 15$  cm.

**c- Condition de résistance à la flexion :**

Dans notre cas :

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,2}{7,5} = 0,29 < 0,4$$

$$\Rightarrow e_p = \frac{l_x}{30} = \frac{2,2}{30} = 7 \text{ cm}$$

D'après les 3 conditions on prend :

$$\Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

• **Evaluation des charges et surcharges du plancher :**

Nous aurons les mêmes charges que le bloc B (voir tableau **II.7**)

**La charge permanente :**

$$G = 6,38 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

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

- **Plancher étages courants en corps creux :**

Nous aurons les mêmes charges que le bloc B (voir tableau **II.8**)

**La charge permanente :**

$$G = 5,84 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

- **Dalle pleine balcon :**

**Tableau II.12 : Charges permanentes du balcon**

Couches	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Mortier de pose	0.02	22	0.40
Couche de sable	0.03	18	0.54
Revêtement marbre	0,02	28	0,52
Enduit ciment	0,02	18	0,36

**La charge permanente :**

$$G = 5,57 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

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

### II.C.1.2. Escalier :

Dans notre projet on a des escaliers à deux volées, contrariées avec un palier de repos.

- Sous-sol :

L'escalier qui monte du sous-sol au rez-de-chaussée est à deux volées non identiques.

Hauteur contremarche	17	
Hauteur giron	30	
Nombre contremarches	Volée 1	15
	Volée 2	3
Nombre marches	Volée 1	14
	Volée 2	2
Hauteur volée	Volée 1	255 cm
	Volée 2	51 cm

<b>Longueur paillasse</b>	Volée 1	420 cm
	Volée 2	60 cm
<b>Angle d'inclinaison</b>	Volée 1	31,26°
	Volée 2	40,36°
<b>Longueur volée</b>	Volée 1	491,35cm
	Volée 2	78,75
<b>Epaisseur paillasse</b>		$\frac{491,35 + 140}{30} \leq e_p \leq \frac{491,35 + 140}{20}$ $e_p = 20cm$

- RDC et étages courants :

L'escalier qui monte du rez-de-chaussée au deuxième étage est à deux volées identiques.

Donc on prend les mêmes valeurs que l'escalier type 2 du bloc B.

⇒ On adopte  $e_p = 20cm = 0,2 m$

- Evaluation des charges et surcharges des escaliers:

- **Palier :**

(Voir tableau II.3)

**La charge permanente :**

$$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

**La charge d'exploitation :**

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

- **Paillasse :**

(Voir tableau II.4)

**La charge d'exploitation :**

$$G = 8,91 \text{ KN/m}^2$$

**La charge permanente :**

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

## II.C.2 Pré dimensionnements des éléments principaux et évaluation des charges :

### II.C.2.1 Poutres :

D'après le BAEL, les dimensions sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur} : \frac{L_{\max}}{15} < h_t < \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur} : \frac{3}{10} h_t < b < \frac{7}{10} h_t \end{array} \right.$$

- **Poutres principales :**

On prend trois portées de :  $L_{\max} = 7,50 - 0,25$  et  $L_{\max} = 6,3 - 0,25$  et  $L_{\max} = 4,80 - 0,25$

$$\Rightarrow \text{pour } L_{\max} = 7,25\text{m} \left\{ \begin{array}{l} 48,33 \text{ cm} < h_t < 72,5 \text{ cm} \text{ on prend: } h_t = 60 \text{ cm} \\ 18 \text{ cm} < b < 42 \text{ cm} \text{ on prend: } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \text{pour } L_{\max} = 6,05\text{m} \left\{ \begin{array}{l} 40,33\text{cm} < h_t < 60,5\text{cm} \text{ on prend : } h_t = 60 \text{ cm} \\ 18 \text{ cm} < b < 42 \text{ cm} \text{ on prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \text{pour } L_{\max} = 4,55\text{m} \left\{ \begin{array}{l} 30,33\text{cm} < h_t < 45,5\text{cm} \text{ on prend: } h_t = 45\text{cm} \\ \text{on prend } b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1] :

$$h_t = 60\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 45\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{60}{30} = 2 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte les trois dimensions pour les poutres principales :

$$\Rightarrow \text{PP : (30 * 60)}$$

$$\Rightarrow \text{PP : (30 * 45)}$$

- **Poutres secondaires :**

On prend  $L_{\max} = 5,5 - 0,25$

$$\Rightarrow \begin{cases} 35\text{cm} < h_t < 52,5\text{cm} & \text{on prend: } h_t = 45\text{ cm} \\ 15\text{ cm} < b < 35\text{ cm} & \text{on prend: } b = 30\text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1] :

$$h_t = 45\text{ cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte les dimensions suivantes pour la poutre secondaire :

$$\Rightarrow \text{PS} : (30 * 45)$$

### II.C.2.2 Voiles :

D'après le (RPA99[1] Art 7.7.1 figure 7.8) l'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$\Rightarrow a > \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

- RDC et Etages courant :

$$\Rightarrow h_e = 4,08 - 0,24 = 3,84\text{m}$$

$$\Rightarrow a > \max(15,36\text{ cm}; 17,45\text{ cm}; 19,2\text{ cm})$$

$$\Rightarrow a = 20\text{cm.}$$

- Sous-sol :

$$\Rightarrow h_e = 3,06 - 0,24 = 2,82\text{m}$$

$$\Rightarrow a > \max(11,28\text{ cm}; 12,81\text{ cm}; 14,1\text{ cm})$$

$$\Rightarrow a = 14,1\text{cm.}$$

$$\Rightarrow a \geq (20, 14,1)\text{ cm}$$

Donc nous adoptons pour les voiles une épaisseur  $a = 20\text{cm}$  sur toute hauteur de la structure.

Vérification des exigences [RPA99[1], Art 7.7.1] :

$$\Rightarrow a_{min} = 15\text{ cm} < a = 20\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La longueur minimale des voiles est donnée par la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

$$\Rightarrow L \geq 4(20)$$

$$\Rightarrow L \geq 80$$

### II.C.2.3 Poteaux :

- **Charges et surcharges revenant au poteau sollicité :**

#### a) Surface d'influence :

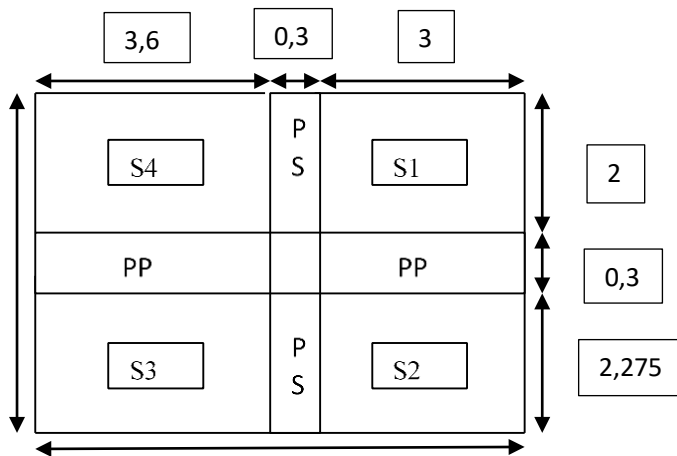


Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

#### Surface nette:

$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$= (2 \times 3) + (2,275 \times 3) + (2,275 \times 3,6) + (2 \times 3,6)$$

$$S_{\text{nette}} = 28,215 \text{ m}^2$$

#### Surface brute :

$$S_{\text{brute}} = (3,6 + 0,3 + 3) \times (2 + 0,3 + 2,275)$$

$$S_{\text{brute}} = 31,57 \text{ m}^2$$

#### b) Poids propre des éléments

- **Poids propre des planchers**

$$P = G \times S$$

#### Plancher terrasse inaccessible

$$P_{pt} = 6,38 \times 28,215$$

$$P_{pt} = 180,01 \text{ KN}$$

### **Plancher étage courant**

$$P_{pe} = 5,84 \times 28,215$$

$$P_{pe} = 164,77 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poutres**

#### **Poutres principales**

$$P_{pp} = (25 \times 0,6 \times 0,3 \times 3,6) + (25 \times 0,3 \times 0,55 \times 3)$$

$$P_{pp} = 28,575 \text{ KN}$$

#### **Poutres secondaires**

$$P_{pp} = (25 \times 0,45 \times 0,3 \times 4,275)$$

$$P_{pp} = 14,43 \text{ KN}$$

#### **Poids total des poutres**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 28,575 + 14,43$$

$$P_t = 43,005 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poteaux**

#### **Poteau RDC et étages courants (h=4,08 - 0,6) :**

$$P_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,48 = 5,44 \text{ KN}$$

#### **Poteau Sous-sol (h=3,06 - 0,6m) :**

$$P_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 2,46 = 3,84 \text{ KN}$$

### **c) Surcharges d'exploitations**

#### **Plancher terrasse inaccessible**

$$Q_{pt} = 1 \times 31,57 = 31,57 \text{ KN}$$

#### **Plancher étages courants +RDC**

$$Q_{pe} = 4 \times 31,57 = 126,28 \text{ KN}$$

- **Loi de dégression des charges :**

En raison du nombre d'étages qui composent le bloc étudié  $n < 5$ , il n'y a pas lieu de tenir en compte de la loi de dégression

**Tableau II.13 : Section des poteaux**

ni	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)			Effort Norm au x	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des Poteaux	G <sub>Total</sub>	G <sub>C</sub>	Coeff	Qi	Qc		N=G <sub>C</sub> + Q <sub>C</sub> (kN)	S <sub>trouvé</sub>
4	180,01	43,005	/	223,015	223,015	1	31,57	31,57	254,585	169,72	35 ×40
3	164,77	43,005	5,44	213,215	436,23	1	126,28	157,85	594,08	396,05	35 ×40
2	164,77	43,005	5,44	213,215	649,445	1	126,28	284,13	933,575	622,38	35 ×40
Sous-sol	164,77	43,005	5,44	213,215	862,66	1	126,28	410,41	1273,07	848,71	35 ×40
Base	/	/	3,84	3,84	866,5	1	/	410,41	1276,91	851,27	35 ×40

**d) Vérification relative aux exigences du RPA (art7.4.1du RPA99) :**

- Pour RDC et les étages 1 et 2:

$$\text{Min}(b, h) = \text{Min}(35 \times 40) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408-60}{20} = 17,4 \text{ cm}$$

⇒ (Condition Vérifiée)

- Pour le sous-sol :

$$\text{Min}(b, h) = \text{Min}(35 \times 40) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306-60}{20} = 12,3 \text{ cm}$$

⇒ (Condition Vérifiée)

### e) Vérification des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

- Pour RDC et les étages 1 et 2 :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{35} = 28,267 \leq 50$$

⇒ (Condition Vérifiée)

- Pour le sous-sol :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20 \leq 50$$

⇒ (Condition Vérifiée)

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré-dimensionné les différents éléments de notre structure tout en prenant en considération les règles du BAEL 99[3] et RPA 99 modifié 2003[1]. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs ils peuvent être modifiés.

## **Chapitres III : Calcul des éléments**

**Introduction :**

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments secondaires des différents blocs ainsi que leur ferrailage.

Les éléments secondaires n'ont pas une fonction porteuse ils sont soumis à des charges permanentes et des surcharges d'exploitations qui sont négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments doit être conforme aux règles BAEL91 MODIFIE 99[3]. Ils englobent des éléments tels que :

- Planchers
- Balcons
- Acrotère
- Escaliers

**A. BLOC A :****III.A.1 Calcul des planchers :**

Les planchers de notre bloc sont en corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression d'épaisseur (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier disposés dans le sens de la petite portée.

**III.A.1.1 Plancher :****III.A.1.1.1 Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place avec une épaisseur de 4 cm, et armée de treillis soudés de nuance (TLE520).

D'après l'article (B.6.8, 423) du BAEL91/99 [3] : les dimensions des mailles du treillis soudés ne doivent en aucun cas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

**III.A.1.1.2 Calcul des armatures :**

➤ **Armatures perpendiculaire aux nervures :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{cm}^2$$

Avec :

$L$  : distance entre les axes des poutrelles ( $50\text{cm} < L < 80\text{cm}$ )

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

Soit :  $A_{\perp} = 6\emptyset 5 = 1,17 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t = 15\text{cm} < S_{tmax} = 20\text{cm}$

➤ **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,17}{2} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6\emptyset 5 = 1,17 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t = 15\text{cm} < S_{tmax} = 33\text{cm}$

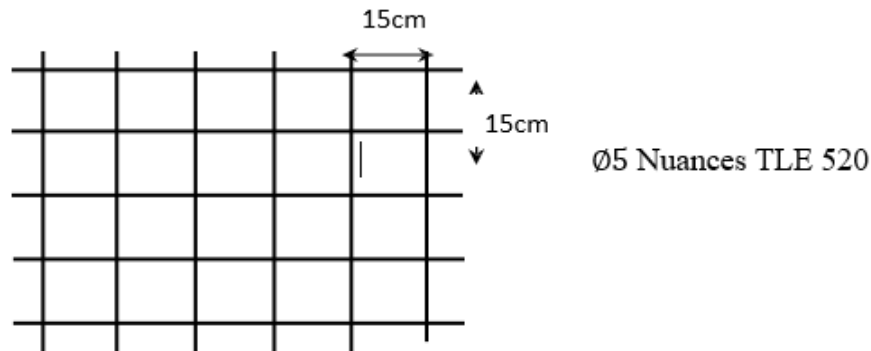


Figure III.1. Treillis soudé 150x150

### III.A.1.1.3 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie. Leur calcul se fait en deux étapes :

#### III.A.1.1.3.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, celle si supporte son poids propre ainsi que le poids du corps creux et la surcharge ouvrière.

Tableau III.1. Charges et surcharges

	Méthode de calcul	Résultats
Poids propre de la poutrelle	$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25$	0,12 KN/m
Poids du corps creux	$G_2 = 0,65 \times 0,95$	0,62 KN/ml
Poids total	$G_{tot} = G_1 + G_2$	0,74 KN/ml
Surcharges ouvrières	Q	1 KN/m
Combinaison de charge a ELU	$q_u = 1,35G_{tot} + 1,5Q$	2,5 KN/ml

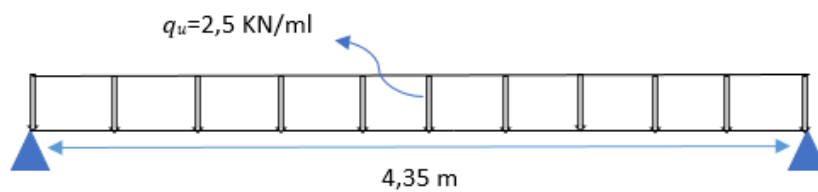


Figure III.2. Schéma Statique de la poutrelle avant coulage du béton

- **Ferraillage à l'ELU :**

- Calcul du moment fléchissant en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,35^2}{8} = 5,91 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4,35}{2} = 5,437 \text{ KN}$$

- Calcul du Moment réduit :

On a : enrobage  $c = 2 \text{ cm}$  ; Hauteur utile  $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,91}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,671 > \mu_R = 0,392 \rightarrow S.D.A$$

**Remarque :**

La poutrelle ne peut pas se suffire à elle-même car la hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression donc il faudrait prévoir des étais intermédiaires qui ont pour rôle de conforter la poutrelle et supporter la charge d'avant coulage.

- Calcul de la distance entre étais :

Nous calculons le moment limite qui correspond à une section simplement armé :

$$M_L = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,392 \times 0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^2 = 0,267 \text{ KN.m}$$

$$M_L = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow L_{max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,924 \text{ m}$$

Nous disposons alors 4 pieds droits de distance égale à 0,87 m entre chaque deux étais successifs.

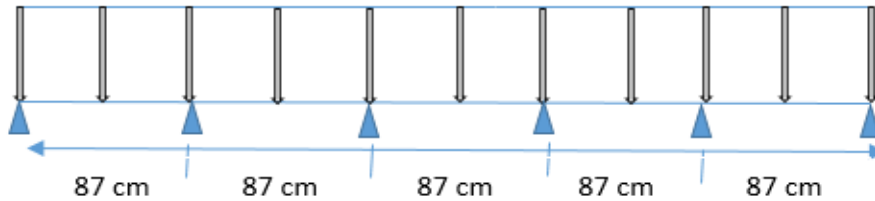


Figure III.3. Schéma de la disposition des étais

### III.A.1.1.3.2 Après coulage de la dalle de compression :

- Dimensionnement de la poutrelle :

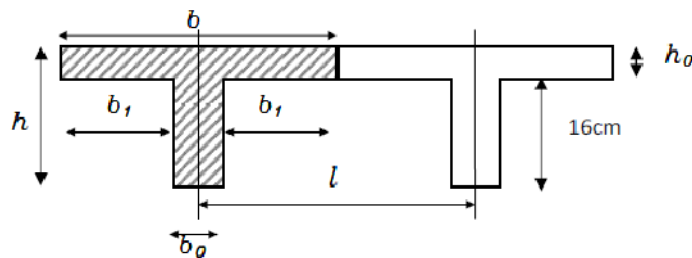


Figure III.4. Section de la poutrelle après coulage du béton

Les poutrelles sont des sections en T avec les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

- Calcul de la largeur efficace  $b$  :

$$b_1 = \min \left\langle \frac{L}{10} \left| \frac{L' - b_0}{2} \right| \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right\rangle$$

$L$  : Longueur entre nus d'appuis.

$L'$  : Longueur entre axes des poutrelles.

$b_0$  : Largeur de la poutrelle.

$h_0$ : Épaisseur de la dalle de compression.

$h_t$  : Épaisseur du corps creux.

$b_1$  : Largeur de l'hourdis.

$$b_1 = \min \left\langle \frac{435}{10} \mid \frac{65 - 12}{2} \mid \frac{2}{3} \times \frac{435}{2} \right\rangle = \min \langle 43,5 \text{ cm} \mid 26,5 \text{ cm} \mid 145 \text{ cm} \rangle$$

$$\Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12$$

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

a- Calcul des efforts internes :

Il existe 3 méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

1) Choix de la méthode :

- Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est dite applicable si seulement si les 4 conditions fixées par le (BAEL 91[3]/Article B.6.2.210) sont remplies. Dans le cas contraire nous appliquons l'une des deux méthodes citées ci-dessus.

Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$

Pour le plancher étage courant :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,34 \text{ KN/m}^2$

$$4 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5,34) \rightarrow 4 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 10,7 \text{ KN/m}^2)$$

Pour le plancher terrasse :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,88 \text{ KN/m}^2$

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5,88) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 11,76 \text{ KN/m}^2)$$

**$\Rightarrow$  La condition est vérifiée pour les deux planchers.**

- Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les même dans les différentes travées en continuité.

⇒ La condition est vérifiée.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$L_i = L_{i+1} = 4,35 \text{ m} \rightarrow 0,8 \leq \frac{4,35}{4,35} = 1 \leq 1,25$$

⇒ La condition est vérifiée.

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

⇒ La condition est vérifiée.

Toutes les conditions étant vérifiées donc nous pouvons appliquer la méthode forfaitaire pour le plancher étage courant et terrasse inaccessible.

2) Ferrailage des poutrelles :

➤ **Plancher étage courant :**

a- Combinaison des charges a ELU:

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 4) \times 0,65$$

$$q_u = 8,586 \text{ KN/ml}$$

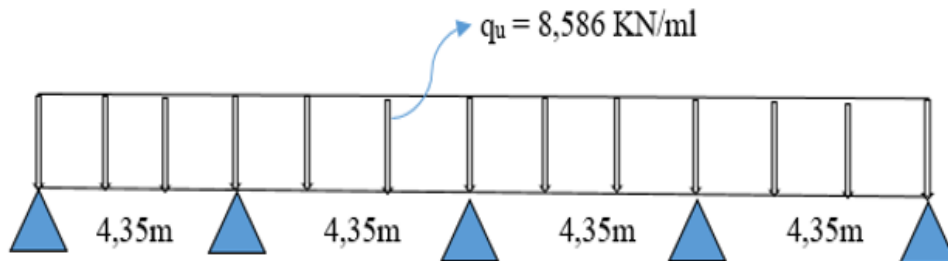


Figure III.5. Schéma statique a ELU

b- Calcul des sollicitations a ELU :

On a un seul type de plancher dans ce bloc :

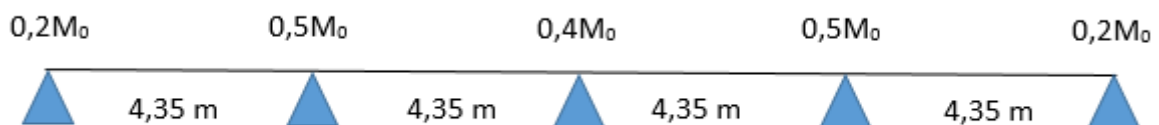


Figure III.6. Diagramme des moments

c- Calcul des moments isostatique :

$M_0$  : C'est le moment maximal du moment fléchissant dans la travée comparaison en KN.m.

$$M_{01} = \frac{q_u \times L_1^2}{8} = \frac{8,586 \times 4,35^2}{8} = 20,31 \text{ KN.m}$$

On a  $L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = 4,35$  m (L : c'est la longueur entre nus d'appuis en m)

Donc :  $M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = 20,31 \text{ KN.m}$

d- Calcul des moments sur appui :

$$M_A = 0,2 M_{01} = 0,2 \times 20,31 = 4,062 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 20,31 = 10,155 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 20,31 = 8,124 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,5 \times 20,31 = 10,155 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{04} = 0,2 \times 20,31 = 4,062 \text{ KN.m}$$

e- Calcul des moments en travée :

- Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{4}{4 + 5,35} = 0,428$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,128$$

$$\text{Travée de rive : } \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,664$$

$$\text{Travée intermédiaire : } \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,564$$

- Etude de la travée AB (Travée de rive) :

$$M_{tAB} = \max \left[ \max(1 + 0,3\alpha) M_{01}; 1,05 M_{01} \right] - \frac{M_A + M_B}{2}; \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} \left. \right]$$

$$M_{tAB} = \max[\max(22,91; 21,32) - 7,01085; 13,486]$$

$$M_{tAB} = 15,80 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée BC (travée intermédiaire) :

$$M_{tBC} = \max \left[ \max(1 + 0,3\alpha) M_{02}; 1,05 M_{02} \right] - \frac{M_B + M_C}{2}; \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02} \left. \right]$$

$$M_{tBC} = \max[\max(22,91; 21,32) - 9,14; 11,45]$$

$$M_{tBC} = 13,77 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée CD (travée intermédiaire) :

$$M_{tCD} = \max \left[ \max(1 + 0,3\alpha) M_{03}; 1,05M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}; \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_{03} \right]$$

$$M_{tCD} = \max[\max(22,91; 21,32) - 9,14; 11,45]$$

$$M_{tCD} = 13,77 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée DE (Travée de rive) :

$$M_{tDE} = \max \left[ \max(1 + 0,3\alpha) M_{04}; 1,05M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}; \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_{04} \right]$$

$$M_{tDE} = \max[\max(22,91; 21,32) - 7,01085; 13,486]$$

$$M_{tDE} = 15,80 \text{ KN.m}$$

#### f- Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

- Etude de la travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-10,155 + 4,062}{4,35} = 17,27 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-10,155 + 4,062}{4,35} = -20,07 \text{ KN}$$

- Etude de la travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-8,124 + 10,155}{4,35} = 19,14 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-8,124 + 10,155}{4,35} = -18,21 \text{ KN}$$

- Etude de la travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-10,155 + 8,124}{4,35} = 18,21 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-10,155 + 8,124}{4,35} = -19,14 \text{ KN}$$

- Etude de la travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{CD}} = \frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-4,062 + 10,155}{4,35} = 20,07 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{CD}} = -\frac{8,586 \times 4,35}{2} + \frac{-4,062 + 10,155}{4,35} = -17,27 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.2. Efforts internes de poutrelles de l'étage courant à l'ELU**

Appuis	Efforts tranchant (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travée (KN.m)
A		17,27	4,062	15,80
B	-20,07	19,14	10,155	13,77
C	-18,21	18,21	8,124	13,77
D	-19,14	20,07	10,155	15,80
E	-17,27		4,062	

**Moment maximum en travée :**  $M_{\max}^t = 15,80 \text{ KN.m}$

**Moment maximum aux appuis :**  $M_{\max}^a = 10,155 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{\max}^a = 20,07 \text{ KN}$

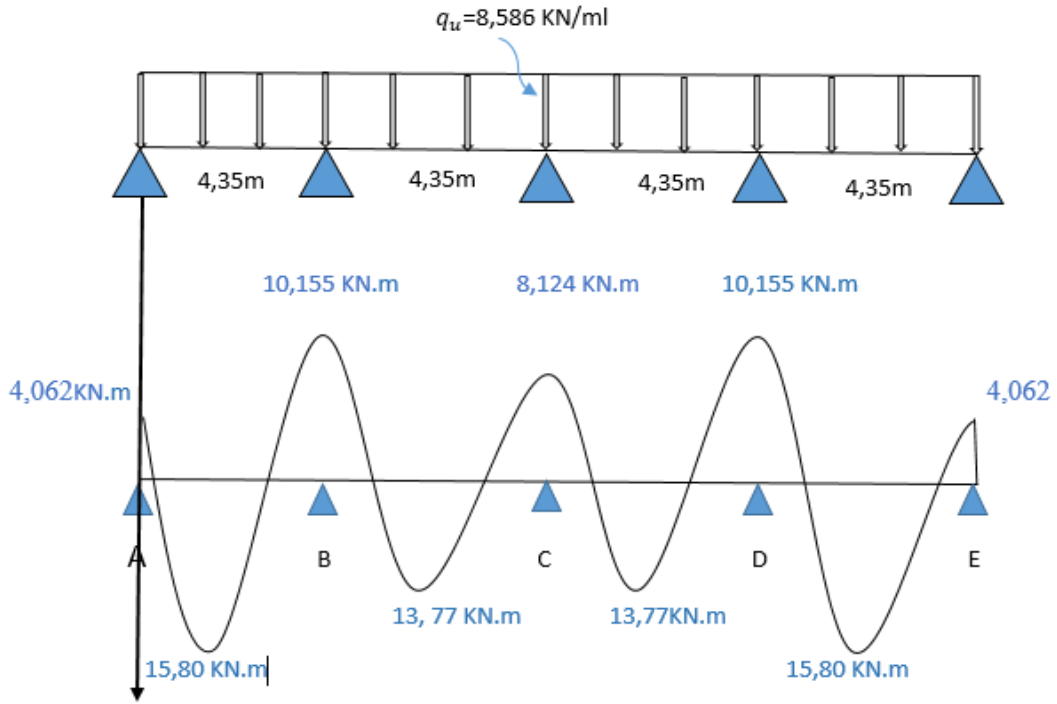


Figure III.7. Diagramme des moments a ELU

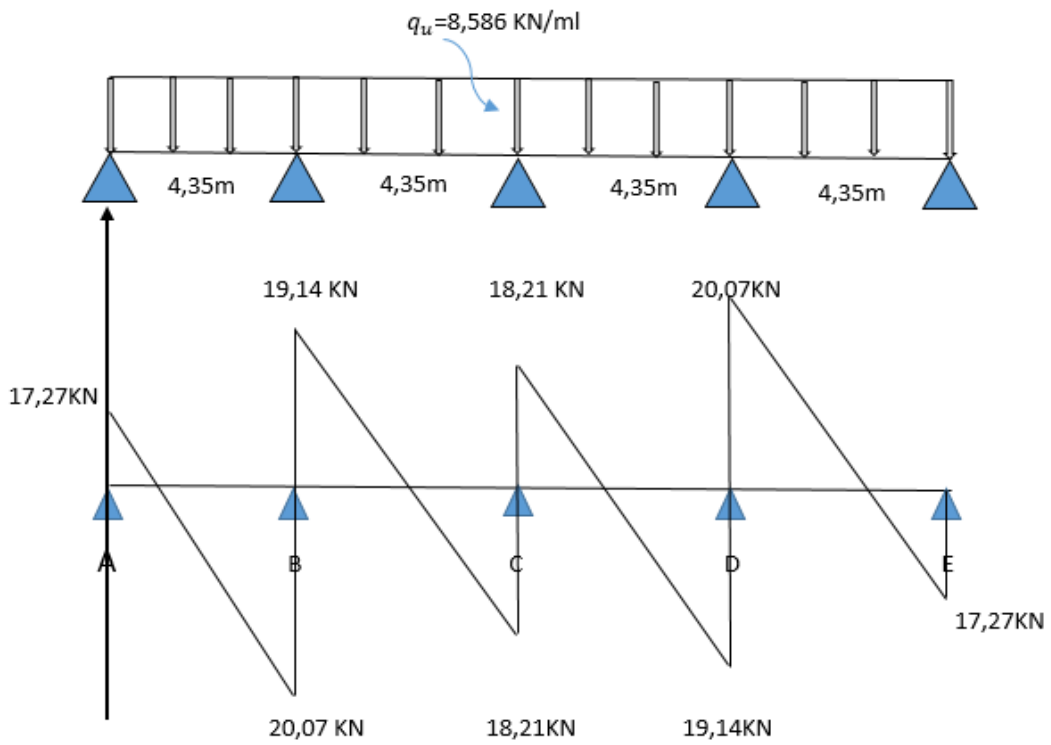


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchant a ELU

## g- Ferrailage a ELU :

## ➤ Armatures en travée :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_{max}^t = 15,80 \text{ KN.m}$$

⇒ Puisque  $M_0 > M_{max}^t$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec :  $b=65\text{cm}$  ;  $h=20\text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,80 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0528 < 0,392$$

→ ( Section Simplement Armé SSA)

$\mu_b = 0,0528$  → par interpolation on aura  $\beta=0,9725$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15,80 \times 10^3}{0,9725 \times 18 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

## ➤ Armatures aux appuis :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_{max}^a = 10,155 \text{ KN.m}$$

⇒ Puisque  $M_0 > M_{max}^a$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) avec :  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=20\text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,155 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,183 < 0,392$$

→ ( Section Simplement Armé SSA)

$\mu_b = 0,183$  → par interpolation on aura  $\beta=0,8985$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,155 \times 10^3}{0,8985 \times 18 \times 348} = 1,804 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>

➤ **Armatures transversales :**

D'après le **BAEL91modifié99[3]/A7.2.2** : le diamètre des poutres transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right)$$

$$\phi_t \leq 0,57$$

On adopte aux armatures transversales des étriers  $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Espacement des cadres :

D'après le **BAEL91modifié99[3]/A5.1.22** : L'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme est :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = \min(16,2\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 16\text{cm}$

D'où les sections adoptées pour :

**Les armatures en travée :**  $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

**Les armatures aux appuis :**  $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**Les armatures transversales :**  $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

**h- Vérification a ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1** : une section est considérée comme étant non fragile si elle est tendue avec une sollicitation qui provoque la fissuration du béton et qui entraîne une contrainte pouvant dépasser la limite d'élasticité des aciers.

**En travée :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{40} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.1** : l'effort tranchant des poutres est justifié à l'ELU. Ces justifications sont conduites à partir de cette relation :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{20,07 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,93 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = \frac{20,07 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,93 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPA})$$

$\tau_u = 0,93 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3** : Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, alors il faut vérifier que la contrainte d'adhérence de l'appui le plus sollicité ( $\tau_{se}$ ) soit inférieur à la valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armateurs ( $\bar{\tau}_{se}$ )

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{20,07 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2\pi 12} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,64 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée** (pas de risque d'entraînement des barres)

• **Longueur de scellement droit :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22** :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 16,93 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.313** :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1}$$

$$T_{\max} = 20,07 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures d'acier :**

#### Appui intermédiaire :

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.321** :

Si le moment ultime :  $M_u > 0,9 \times T_u \times d$  donc les armatures calculées sont suffisantes, dans le cas contraire on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures.

Pour notre cas :

$$M_u = 10,155 \text{ KN.m} > 0,9 \times 20,07 \times 0,18 = 3,25 \text{ KN.m}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

#### Appui de rive :

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.312** :

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{17,27 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0,496 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.322 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,07 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times 25}{1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 1,03 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21,67 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times (b - b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = \frac{20,07 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 1,26 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{400} = 0,192 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0,192 \text{ cm}^2$$

**i- Vérification à l'ELS :**

- **Combinaisons de charge à ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times b = (5,34 + 4) \times 0,65$$

$$q_s = 6,071 \text{ KN/ml}$$

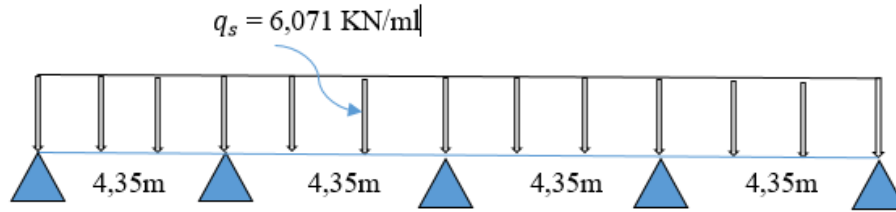


Figure III.9.Schema statique a ELS

Pour calculer les efforts internes et les moments ainsi que les efforts tranchant à ELS il suffit de multiplier les efforts internes trouvés à ELU par un rapport de la charge à ELS sur la charge à ELU ainsi on va obtenir un coefficient réducteur  $\beta$  comme suit :

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{6,071}{8,586} = 0,707$$

- **Calcul des efforts internes :**

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = 20,31 \times 0,707 = 14,36 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appui :**

$$M_A = 0,2 M_{01} = 0,2 \times 14,36 = 2,872 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 14,36 = 7,18 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 14,36 = 5,744 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,5 \times 14,36 = 7,18 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2 M_{04} = 0,2 \times 14,36 = 2,872 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

- Etude de la travée AB (Travée de rive) :

$$M_{tAB} = 15,80 \times 0,707 = 11,171 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée BC (travée intermédiaire) :

$$M_{tBC} = 13,77 \times 0,707 = 9,735 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée CD (travée intermédiaire) :

$$M_{tCD} = 13,77 \times 0,707 = 9,735 \text{ KN.m}$$

- Etude de la travée DE (Travée de rive) :

$$M_{tDE} = 15,80 \times 0,707 = 11,171 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchant :**

- Etude de la travée AB :

$$T_A = 17,27 \times 0,707 = 12,21 \text{ KN}$$

$$T_B = -20,07 \times 0,707 = -14,19 \text{ KN}$$

- Etude de la travée BC :

$$T_B = 19,14 \times 0,707 = 13,53 \text{ KN}$$

$$T_C = -18,21 \times 0,707 = -12,87 \text{ KN}$$

- Etude de la travée CD :

$$T_C = 18,21 \times 0,707 = 12,87 \text{ KN}$$

$$T_D = -19,14 \times 0,707 = -13,53 \text{ KN}$$

- Etude de la travée DE :

$$T_D = 20,07 \times 0,707 = 14,19 \text{ KN}$$

$$T_E = -17,27 \times 0,707 = -12,21 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.3. Efforts internes de poutrelles de l'étage courant à l'ELS**

Appuis	Efforts tranchant (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travée (KN.m)
<b>A</b>		12,21	2,872	11,171
<b>B</b>	-14,19	13,53	7,18	9,735
<b>C</b>	-12,87	12,87	5,744	9,735
<b>D</b>	-13,53	14,19	7,18	11,171
<b>E</b>	-12,21		2,872	

**Moment maximum en travée :**  $M_{\max}^t = 11,171 \text{ KN.m}$

**Moment maximum aux appuis :**  $M_{\max}^a = 7,18 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{\max}^a = 14,19 \text{ KN}$

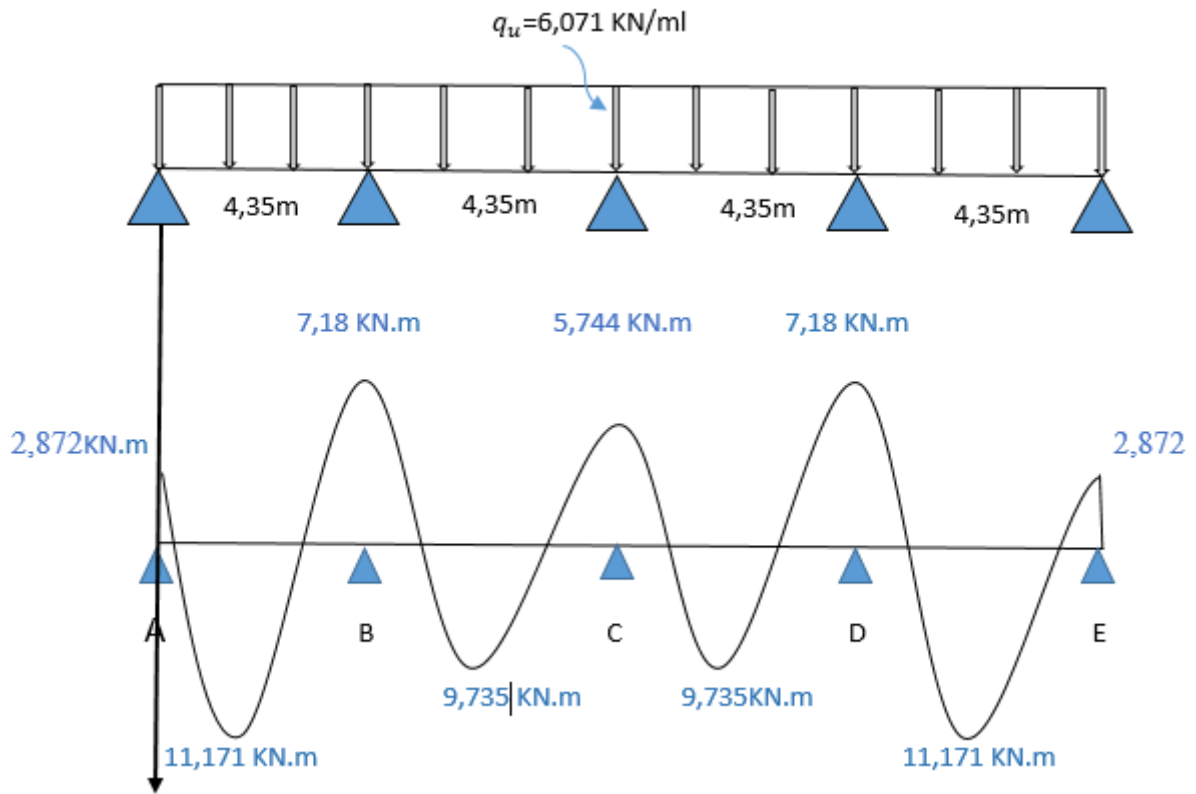


Figure III.10. Diagramme des moments ELS

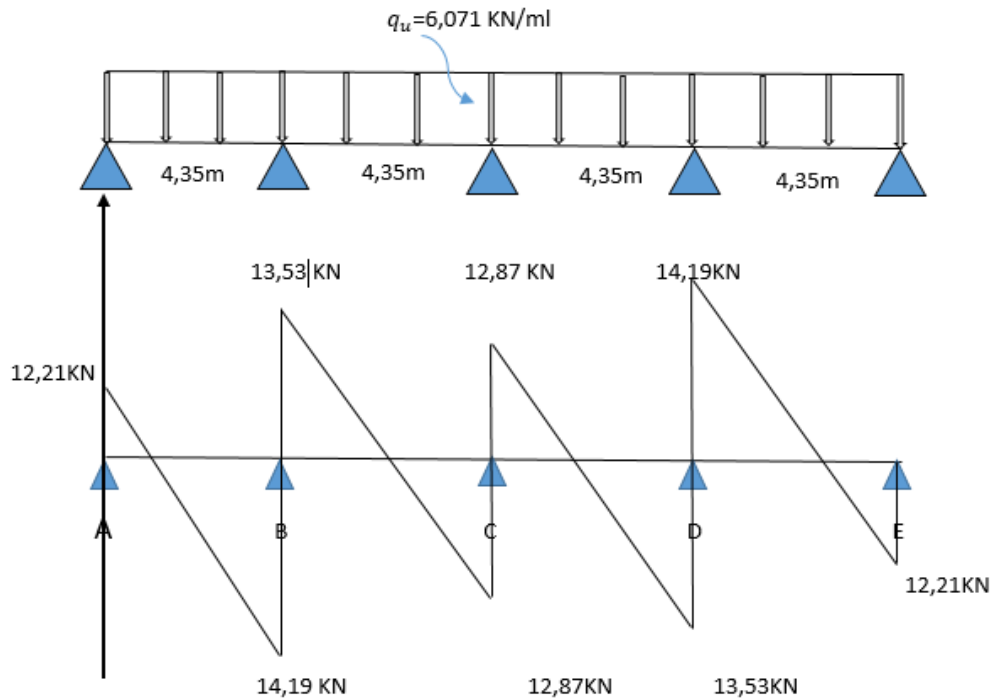


Figure III.11. Diagramme des efforts tranchant ELS

- Vérification d'état limite d'ouverture des fissures :

D'après le BAEL 91 modifié 99[3]/A.5.3.2 :

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

- Vérification de la résistance à la compression dans le béton :

D'après le BAEL 91 modifié 99[3]/A.4.5.2 :

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcule d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$  :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{65 \times 18} = 0,289$$

$$\beta = 0,915 ; K_1 = 43,82$$

$$\sigma_s = \frac{11,171 \times 10^3}{0,915 \times 18 \times 3,39} = 200,07 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{200,07}{43,82} = 4,565 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

⇒Condition vérifiée

**Sur appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046$$

$$\beta = 0,858 ; K_1 = 20,21$$

$$\sigma_s = \frac{7,18 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 205,71 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{205,71}{20,21} = 10,18 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

⇒Condition vérifiée

- **Vérification de la résistance à la compression dans l'acier:**

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :

**En travée :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 200,07 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 200,07 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

⇒Condition vérifiée

**Sur appuis :**

$$\sigma_s = 205,71 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 205,71 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPA}$$

⇒ **Condition vérifiée**

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.8.424 :**

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section (h =20cm)

L : porté entre nue d'appuis. (l=4,35 m)

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique.

A<sub>t</sub> : Section des armatures.

B<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0,046 \geq \frac{1}{22,5} = 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L} = 0,046 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{11,171}{15 \times 14,36} = 0,05 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Puisque les conditions ne sont pas vérifiées donc nous devons calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.5.2 :**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$ : Fleche admissible.

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée. ( $I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\mu \times \lambda_v}$ )

$E_V$  : Module de déformation différé ( $E_V = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPA}$ )

$E_i$  : Module de déformation instantanée ( $E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,2 \text{ MPA}$ )

$M_t = 11,171 \text{ KN.m} < M_0 = 14,36 \text{ KN.m}$  → On dit que l'axe neutre est dans la table de compression donc on peut considérer la section comme étant rectangulaire ( $b \times h$ ) ( $65 \times 20$ )

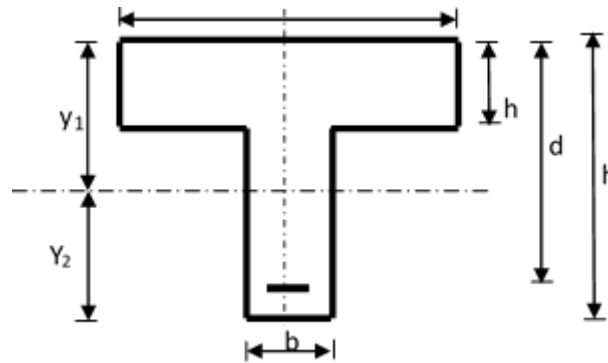


Figure III.12 Section homogénéisé

### Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B \times n \times A$$

$$= b \times h + 15A_s$$

$$= 65 \times 20 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 1350,85 \text{ cm}^2$$

### Calcul du moment statique par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18$$

$$S_{/xx} = 13915,3 \text{ cm}^2$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13915,3}{1350,85} = 10,30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,30 = 9,7 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3}(10,30^3 + 9,7^3) + 15 \times 3,39 \times (9,7 - 2)^2$$

$$I_0 = 46465,23 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,39}{65 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002(2 + \frac{3 \times 65}{65})} = 10,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 200,07 + 2,1} = 0,007$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 46465,23}{1 + 10,5 \times 0,007} = 47612,25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 46465,23}{1 + 4,2 \times 0,007} = 49651,98 \text{ cm}^4$$

**Vérification de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{11,171 \times 10^3 \times 435^2}{10 \times 10818,86 \times 49651,98} = 0,39 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{11,171 \times 10^3 \times 435^2}{10 \times 32164,2 \times 47612,25} = 0,14 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

➤ **Terrasse inaccessible :**

a- Combinaison des charges à ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 1) \times 0,65$$

$$q_u = 6,135 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :**

Etant donné qu'il n'y a pas une différence significative entre la charge appliquée au plancher terrasse et celui de l'étage courant. Donc pour simplifier les calculs nous prenons le cas le plus défavorable, et les sections d'armature pour la terrasse inaccessible seront les mêmes que celle de l'étage courant.

**Récapitulatif :**

Pour le plancher étage courant et terrasse inaccessible le ferrailage sera comme suit :

✚ Pour les armatures longitudinales :

$$\text{En travée : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

✚ Pour les armatures transversales : 1 étrier de diamètre 8.

**III.A.2 Calcul de l'acrotère :**

**III.A.2.1 Calcul à l'ELU :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

- Moment fléchissant due à G :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant due à Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0,6 \times 1\text{ml} = 0,6 \text{ KN.m}$$

- Effort normal :

$$N = G \times 1\text{ml} = 1,675 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$$

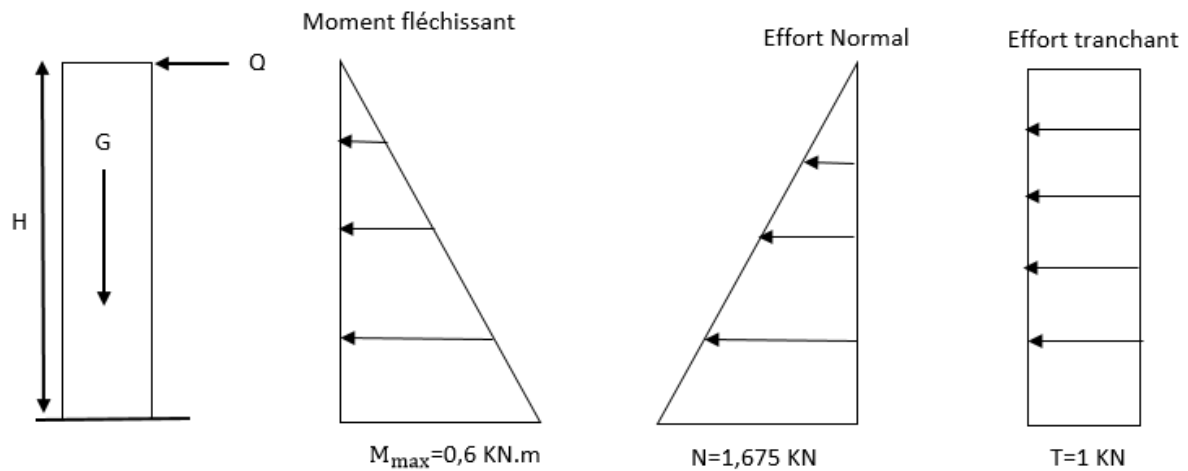


Figure III.13. Diagramme des efforts internes de l'acrotère

➤ **Combinaisons de charge :**

Tableau III.4. Combinaisons de charge ELS et ELU de l'acrotère

	Moment fléchissant (KN.m)	Effort normal de compression (KN)	Effort tranchant (KN)
<b>Etat limite ultime (1,35G+1,5Q)</b>	$M_u = 1,5 M_Q$ $= 1,5 \times 0,6$ $= 0,9$	$N_u = 1,35 N$ $= 1,35 \times 1,675$ $= 2,26$	$T_u = 1,5 \times T$ $= 1,5 \times 1 = 1,5$
<b>Etat limite de service (G+Q)</b>	$M_s = 0,6$	$N_s = 1,675$	$T_s = 1$

➤ **Ferraillage de l'acrotère :**

Pour le ferraillage de l'acrotère on considère une section rectangulaire défini dans la figure ci-dessous :

Avec :

h : la hauteur de la section (h=10cm)

c : l'enrobage(c=2cm)

d : la hauteur utile

b : La largeur de la section (b=100cm)

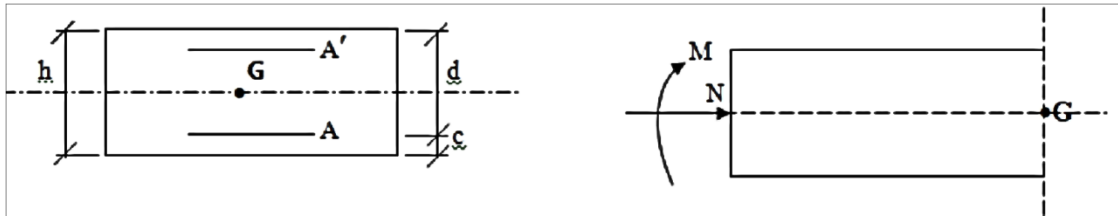


Figure III.14. Section à ferrailage de l'acrotère

- **Calcul des armatures à l'état limite ultime :**

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$g = \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c'$$

La section est partiellement comprimée (SPC) car le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. Ce qui fait que le calcul d'armatures se fera en deux étapes, la première consiste à faire le calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif et puis en flexion composée.

- En flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,26 \times (0,4 + 0,03) = 0,972 \text{ KN.m}$$

Armatures fictives :

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,972 \times 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,011 < \mu_l = 0,392$$

⇒ Section simplement armée.

$$A_{sc} = 0$$

$$\mu_f = 0,011 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,972 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,351 \text{ cm}^2$$

- En flexion composé :

Armature réelle :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,351 - \frac{2,26 \times 10^{-1}}{348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification a ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

D'après (BAEL91 modifié 99[3]/ A.4.2.1)

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left( \frac{es - 0,455.d}{es - 0,185.d} \right) \cdot b \cdot d$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} \times 10^2 = 35,82 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left( \frac{35,82 - 0,455 \times 8}{35,82 - 0,185 \times 8} \right) \times 100 \times 8 = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0,35 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition non vérifiée.**

On ferraille avec la section minimale ( $A_s = A_{min} = 0,905 \text{ cm}^2$ )

On adopte : 5HA8=2,51cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $St \leq \min(2h; 25\text{cm}) = (20\text{cm} ; 25\text{cm})$

On prend : St = 20 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = (40\text{cm} ; 25\text{cm})$

On prend :  $St=15\text{cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

D'après (**BAEL91 modifié 99/ A.5.1.1**)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPA}\right) F.P.P$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPA}\right)$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton peut reprendre l'effort tranchant donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 5\pi 8} \leq \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 0,166 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.22**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification a ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries c'est pour cela que nous allons considérer la fissuration comme étant préjudiciable.

- **Vérification de l'ouverture des fissures :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$e_s = 36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm (SPC)}$$

- **Etape fictive :**

$$M_{fs} = N_s \left( e_s + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right) = 1,675 \left( 0,36 + \left( \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right) = 0,653 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left( \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min(266,66 \text{ MPA}; 201,63 \text{ MPA})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

$$\mu_s = 0,01622$$

$$\bar{M}_{fs} = \mu_s \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st} = 0,01622 \times 1000 \times 80^2 \times 201,63 \times 10^{-6} = 20,93 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{fs} = 20,93 \text{ KN.m} > M_{fs} = 0,653 \text{ KN.m (S.S.A)}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d - c) \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,653 \times 10^3}{(8 - 2) \times 201,63} = 0,539 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,539 - \frac{1,675 \times 10^3}{201,63 \times 10^2} = 0,455 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,455 \text{ cm}^2 < A_{stadop} = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,313$$

$$\beta = 0,912 ; K_1 = 41,82$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 2,51 \times 8} = 32,76 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{32,76}{41,82} = 0,783 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au séisme :**

D'après le **RPA 99 modifié 2003[1]/A.6.2.3**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une charge horizontale, suivant cette formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

A = 0,2 (pour la zone IIa et groupe d'usage 1B tiré du tableau 4-1 RPA)

$C_p$  : Facteur de force horizontal.

$C_p = 0,3$  (tirée du tableau 6-1 RPA)

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = 1,675 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,3 \times 1,675 = 0,402 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Récapitulatif :**

Le ferrailage adopté pour L'acrotère sera comme suit :

- ✚ Armatures principales :  $5HA8=2,51\text{cm}^2$  ; avec :  $e=20\text{ cm}$
- ✚ Armatures de répartition :  $4HA8=2,01\text{ cm}^2$  ; avec :  $e=25\text{ cm}$

### III.A.3 Calcul des escaliers :

Dans ce bloc on a un seul type d'escalier qui est l'escalier balancé :

- **Combinaisons de charge et surcharge :**

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

Pour la paillasse :  $q_{u1} = (1,35 \times 8,91 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 15,778\text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_s = G + Q$

Pour la paillasse :  $q_{s1} = (8,91 + 2,5) \times 1\text{ml} = 11,41\text{KN/ml}$

#### a- Calcul a ELU :

- Volée 1 :

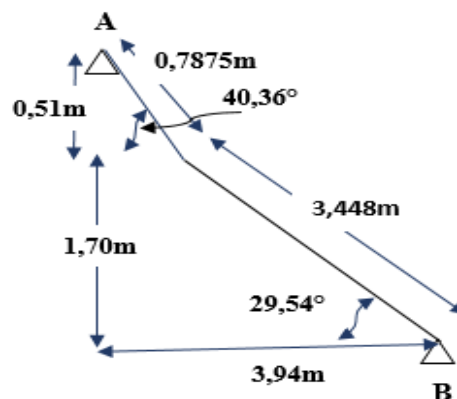


Figure III.15. Dimensions de l'escalier volé 1

- **Calcul des moments et efforts tranchant :**

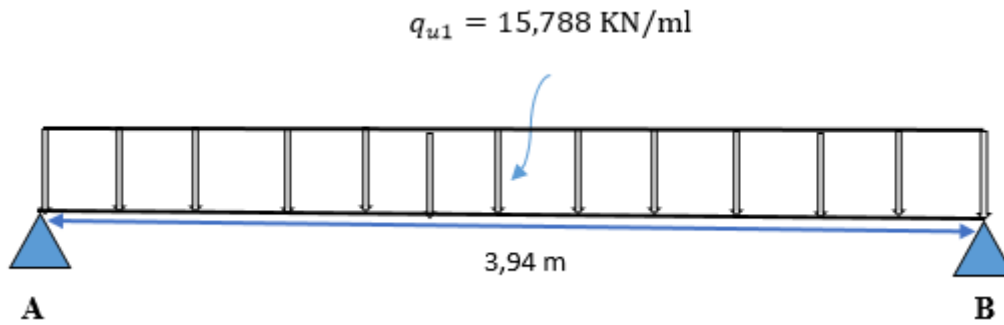


Figure III.16. Schéma statique de la volée 1

**Moment isostatique :**

$$M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,788 \times 3,94^2}{8} = 30,63 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,788 \times 3,94}{2} = 31,10 \text{ KN}$$

**$M_{\max} = 30,63 \text{ KN.m}$**

Moment corrigé du moment max :

Aux appuis :  $-0,3 \times 30,63 = -9,189 \text{ KN.m}$

En travée :  $0,85 \times 30,63 = 26,035 \text{ KN.m}$

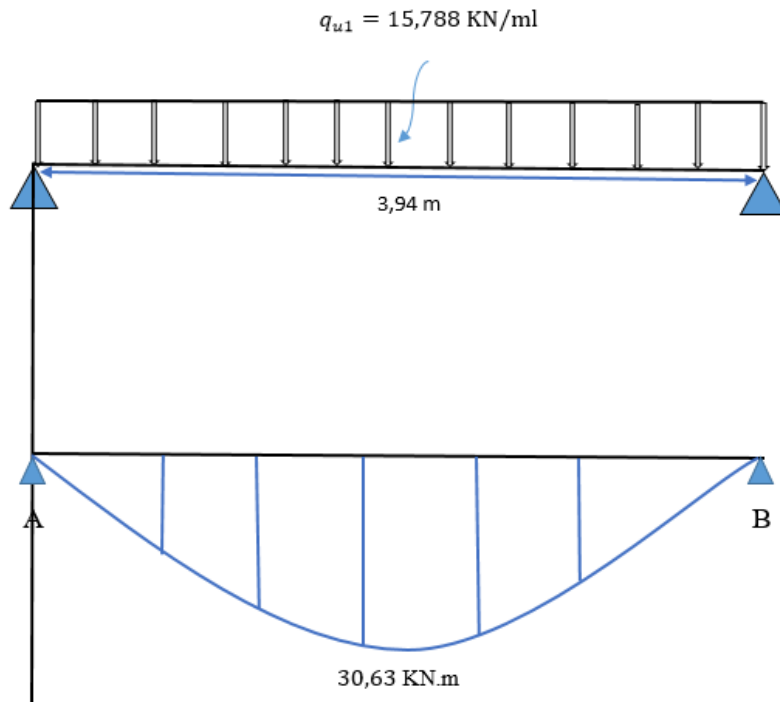


Figure III.17. Diagramme des moments isostatique escalier balancé volée 1

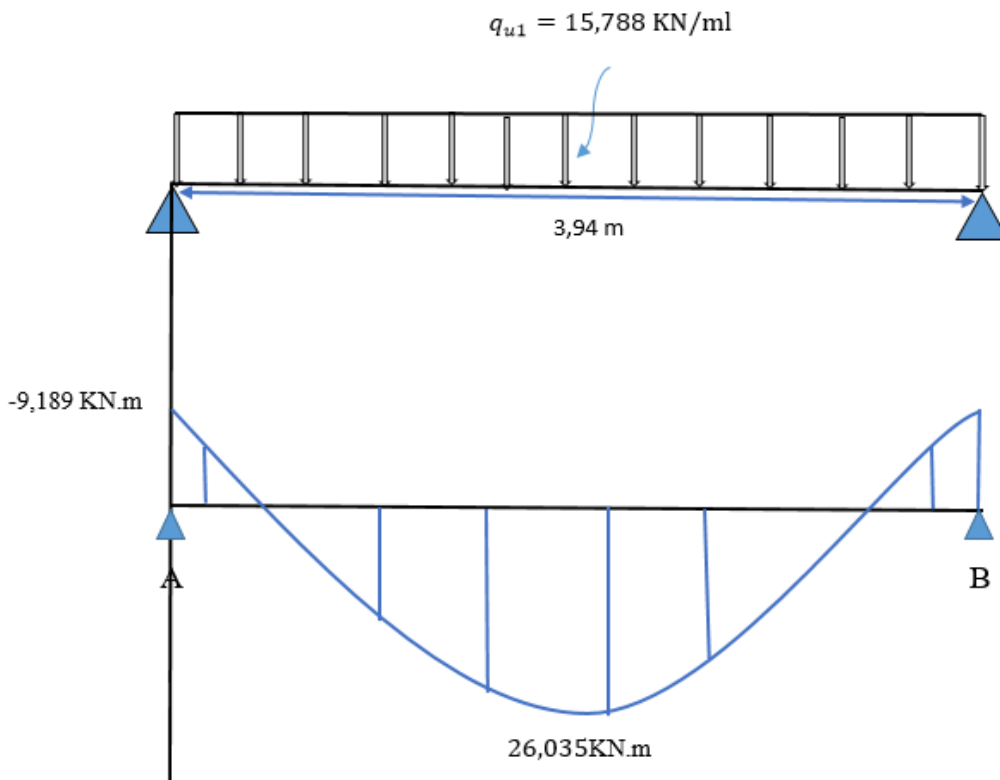


Figure III.18. Diagramme des moments corrigés escalier balancé volée 1

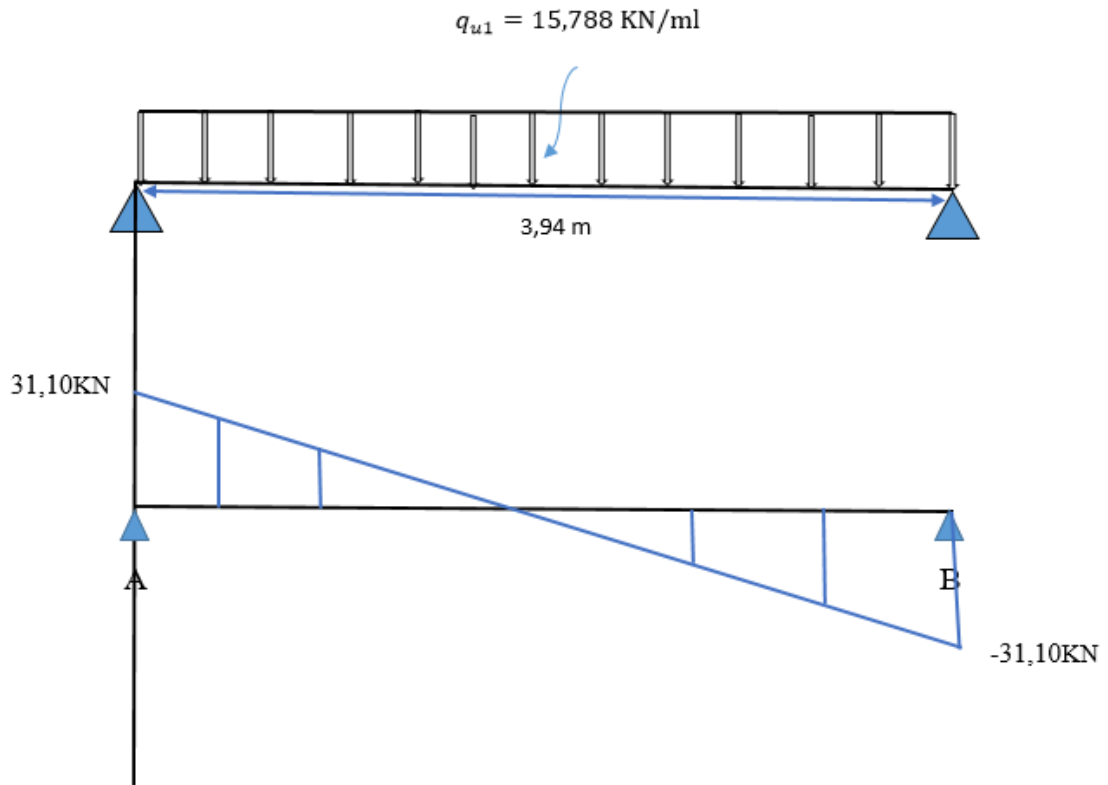


Figure III.19. Diagramme des efforts tranchant escalier balancé volée 1

➤ Volée 2 :

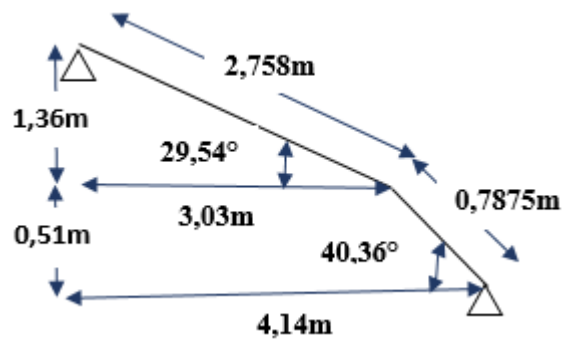


Figure III.20. Dimensions de l'escalier volée 2

- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :

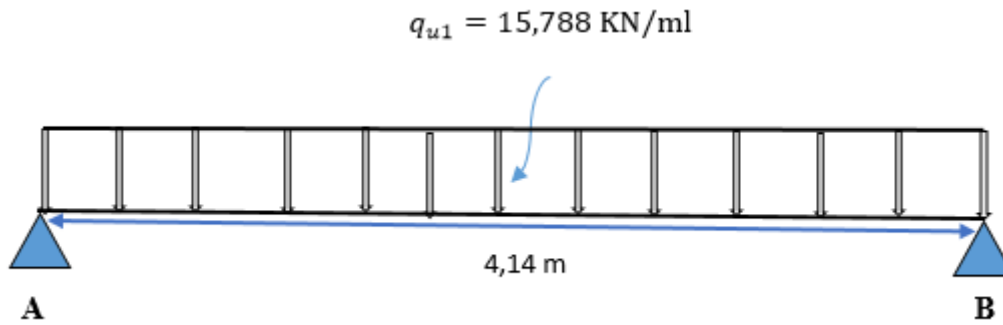


Figure III.21. Schéma statique de la volée 2

**Moment isostatique :**

$$M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,788 \times 4,14^2}{8} = 33,82 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,788 \times 4,14}{2} = 32,68 \text{ KN}$$

**$M_{\max} = 33,82 \text{ KN.m}$**

Moment corrigé du moment max :

Aux appuis :  $-0,3 \times 33,82 = -10,146 \text{ KN.m}$

En travée :  $0,85 \times 33,82 = 28,747 \text{ KN.m}$

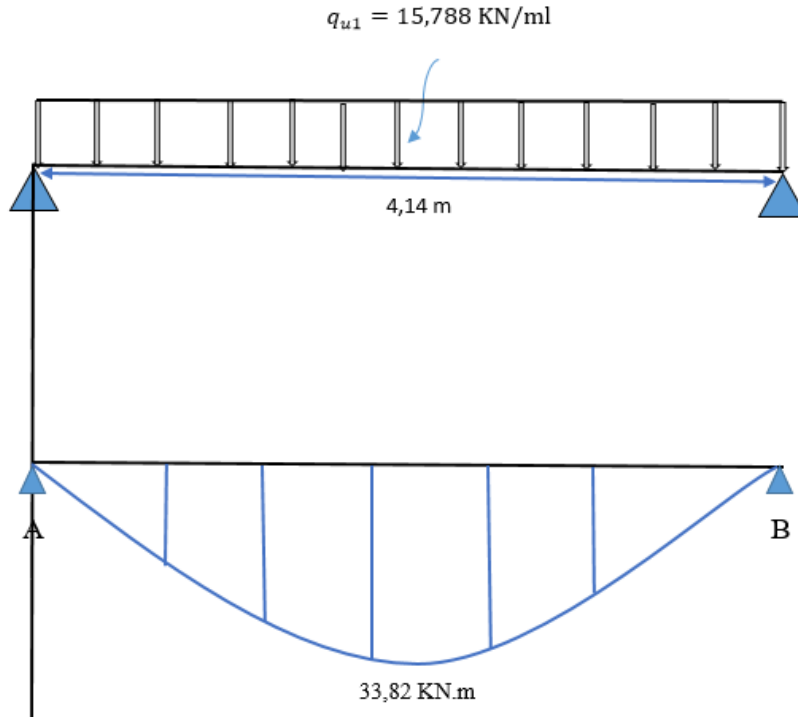


Figure III.22. Diagramme des moments isostatique escalier balancé volée 2

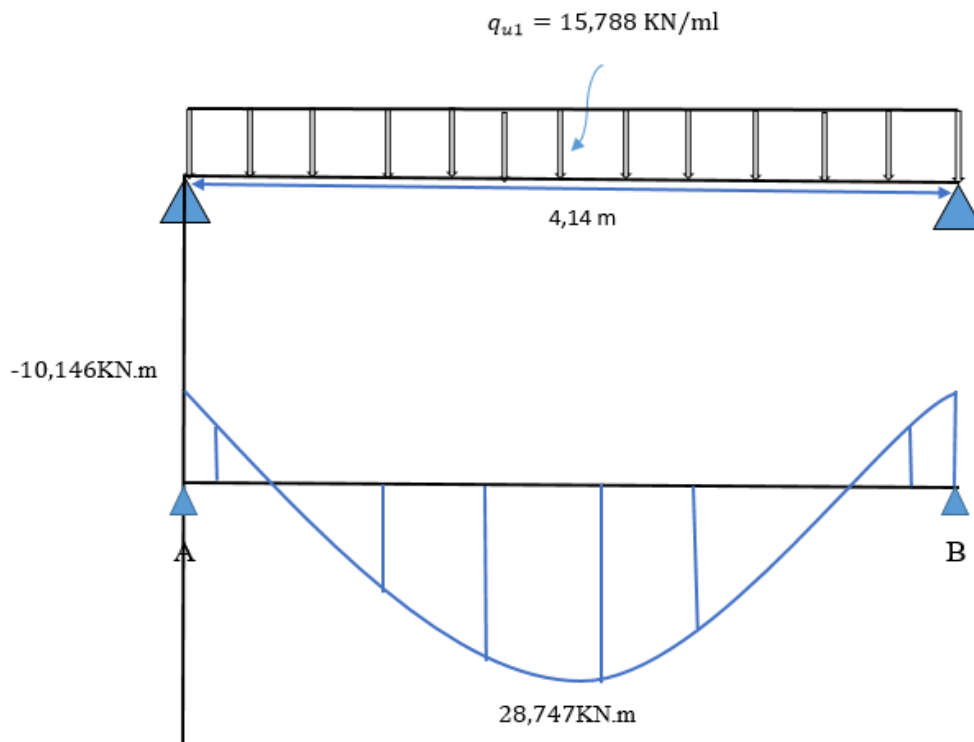


Figure III.23. Diagramme des moments corrigés escalier balancé volée 2

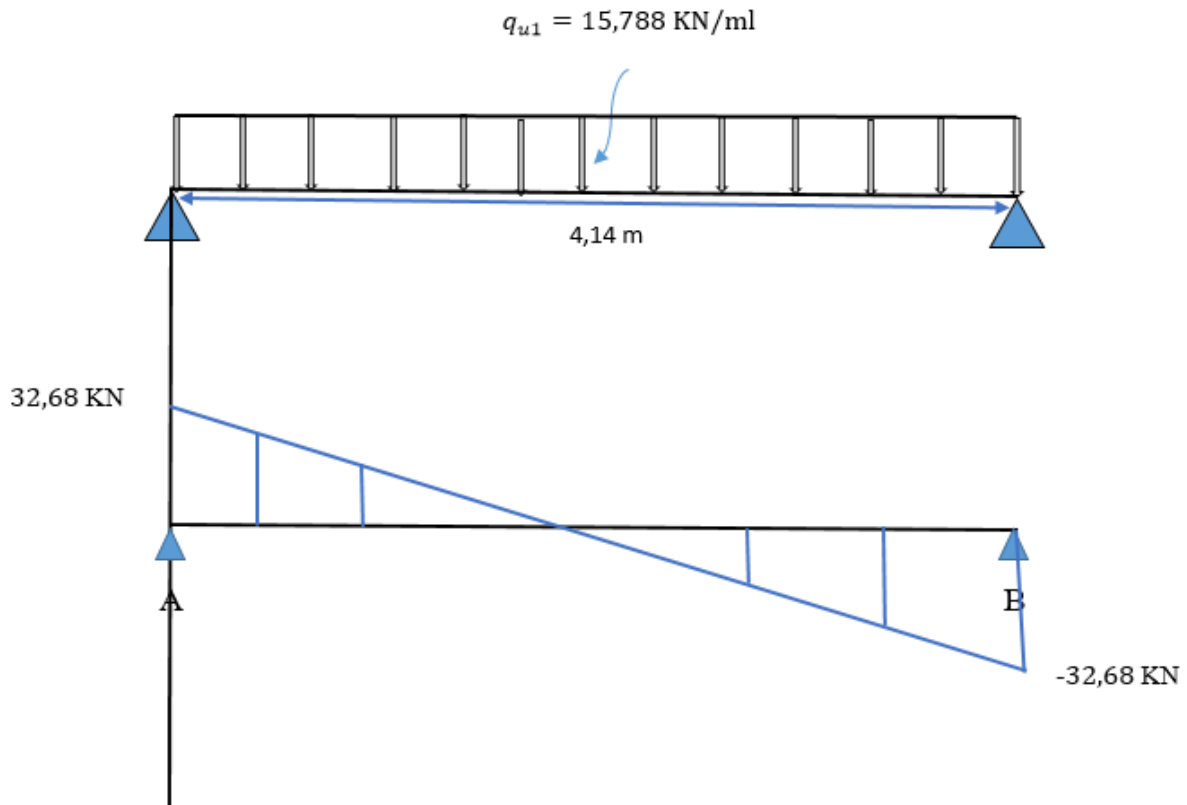


Figure III.24. Diagramme des efforts tranchant escalier balancé volée 2

### b- Ferrailage a ELU :

Le calcul du ferrailage de l'escalier se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b=1$  m et de 20 cm d'épaisseur. Puisque l'épaisseur de la paillasse et du palier de l'escalier du bloc A et C est la même c'est-à-dire 20cm donc le ferrailage se fera avec le moment le plus défavorable entre les deux blocs. et après calcul le moment max du bloc C, est supérieur à celui du bloc A.

Donc pour le ferrailage de l'escalier bloc A on adopte celui du bloc C.

#### ✚ Aux Appuis :

Armatures principales : 7HA12 avec un espacement  $St= 20$  cm.

Armatures de répartitions : 4HA10 avec un espacement  $St= 25$  cm.

#### ✚ En travée :

Armatures principales : 7HA12 avec un espacement  $St= 20$  cm.

Armatures de répartitions : 4HA10 avec un espacement  $St= 25$  cm.

### III.A.4 Calcul des poutres palières :

On dispose de deux poutres brisée une pour chaque volée.

- On pré-dimensionne la poutre palière par ces formules :

$$\begin{cases} \frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{394}{15} \leq h \leq \frac{394}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 26,26 \text{ cm} \leq h \leq 39,4 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ On adopte :  $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{cases}$

- Vérification des conditions sur RPA[1] :

$$\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{cases}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées.

Poutre palière aura pour dimensions (20x30) cm<sup>2</sup>.

- Détermination des charges :

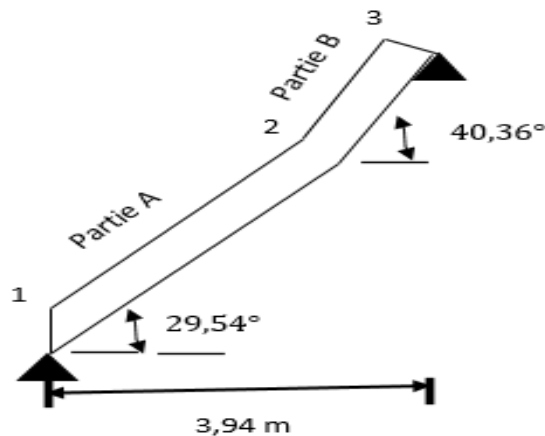


Figure III.25. Schéma de la poutre brisée

#### Partie A :

Poids propre de la poutre :  $0,20 \times 0,30 \times 25 \times \frac{1}{\cos 29,54} = 1,72 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :

$$\text{Au point 1 : } (4,08 - 0,40) \times 2,86 = 10,52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au point 2 : } (4,08 - 0,40 - 1,70) \times 2,86 = 5,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier (ELU) : } 31,10/3,94 = 7,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier (ELS) : } 22,45/3,94 = 5,69 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

**Au point 1 :**

$$q_u = 1,35 G + T_u = 1,35(1,72 + 10,52) + 7,89 = 24,41 \text{ KN/ml}$$

**Au point 2 :**

$$q_u = 1,35 G = 1,35(1,72 + 5,66) = 9,963 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

**Au point 1 :**

$$q_s = 1,35 G + T_s = (1,72 + 10,52) + 5,69 = 17,93 \text{ KN/ml}$$

**Au point 2 :**

$$q_s = 1,35 G = (1,72 + 5,66) = 7,38 \text{ KN/ml}$$

**Partie B :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0,20 \times 0,30 \times 25 \times \frac{1}{\cos 40,36} = 1,96 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du mur :

$$\text{Au point 2 : } (4,08 - 0,40 - 1,70) \times 2,86 = 5,66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au point 3 : } (1,47) \times 2,86 = 4,20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction du palier (ELU) : } 31,10 + 32,68/4,14 = 38,99 \text{ KN}$$

$$\text{Réaction du palier (ELS) : } 22,45 + 23,617/4,14 = 28,15 \text{ KN}$$

- **Combinaisons de charge :**

### A ELU :

**Au point 2 :**

$$q_u = 1,35 G = 1,35(1,96 + 5,66) = 10,287 \text{ KN/ml}$$

**Au point 3 :**

$$q_u = 1,35 G + T_u = 1,35(1,96 + 4,20) + 38,99 = 47,306 \text{ KN/ml}$$

### A ELS :

**Au point 2 :**

$$q_s = 1,35 G = (1,96 + 5,66) = 7,62 \text{ KN/ml}$$

**Au point 3 :**

$$q_s = 1,35 G + T_s = (1,96 + 4,20) + 28,15 = 34,31 \text{ KN/ml}$$

#### **a- Calcul des efforts internes :**

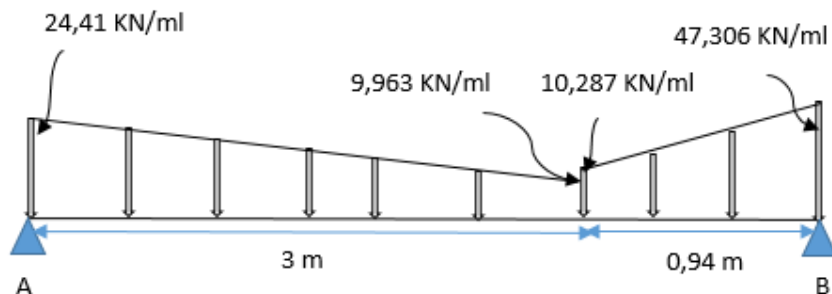


Figure III.26. Schéma statique de la poutre brisée

Après calcul par la méthode RDM on aura :

**Moment maximum :**

$$M_{\max} = 32,165 \text{ KN.m}$$

**Moments Corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 32,165 = -9,949 \text{ KN.m}$$

En travée :  $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 32,165 = 27,34 \text{ KN.m}$

Effort tranchant maximum :

$T_{\max} = 41,411 \text{ KN}$

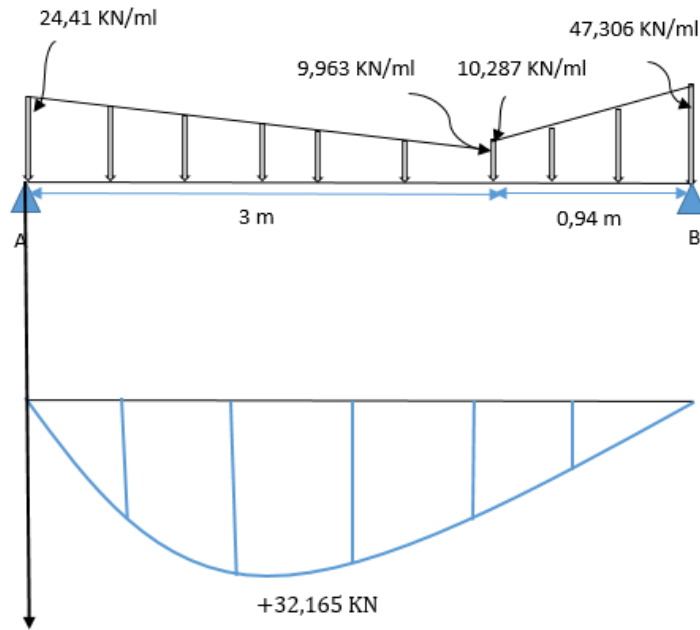


Figure III.27. Diagramme Moment isostatique de la poutre brisée

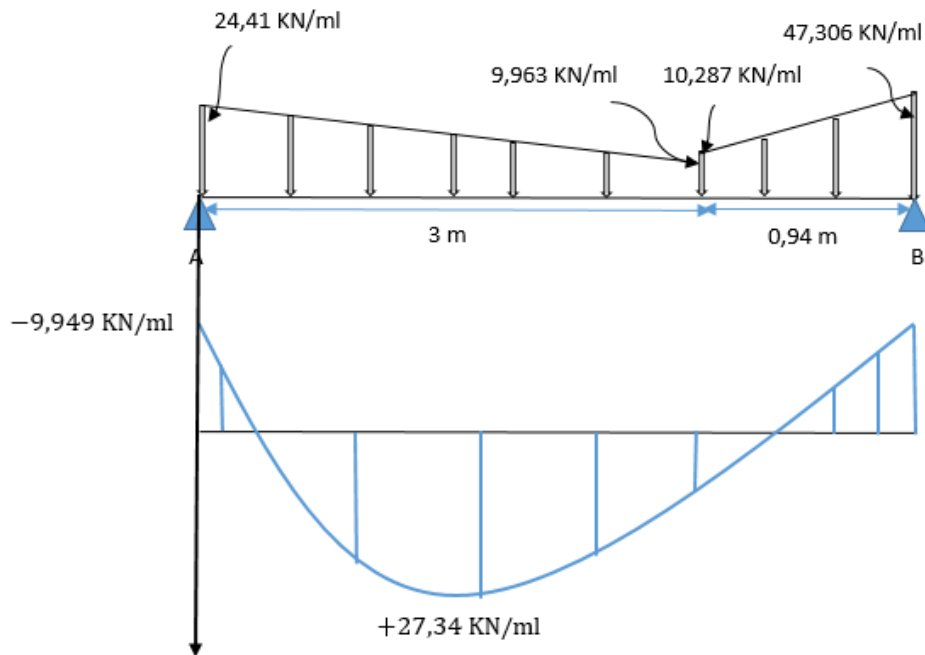


Figure III.28. Diagramme Moments corrigés de la poutre brisée

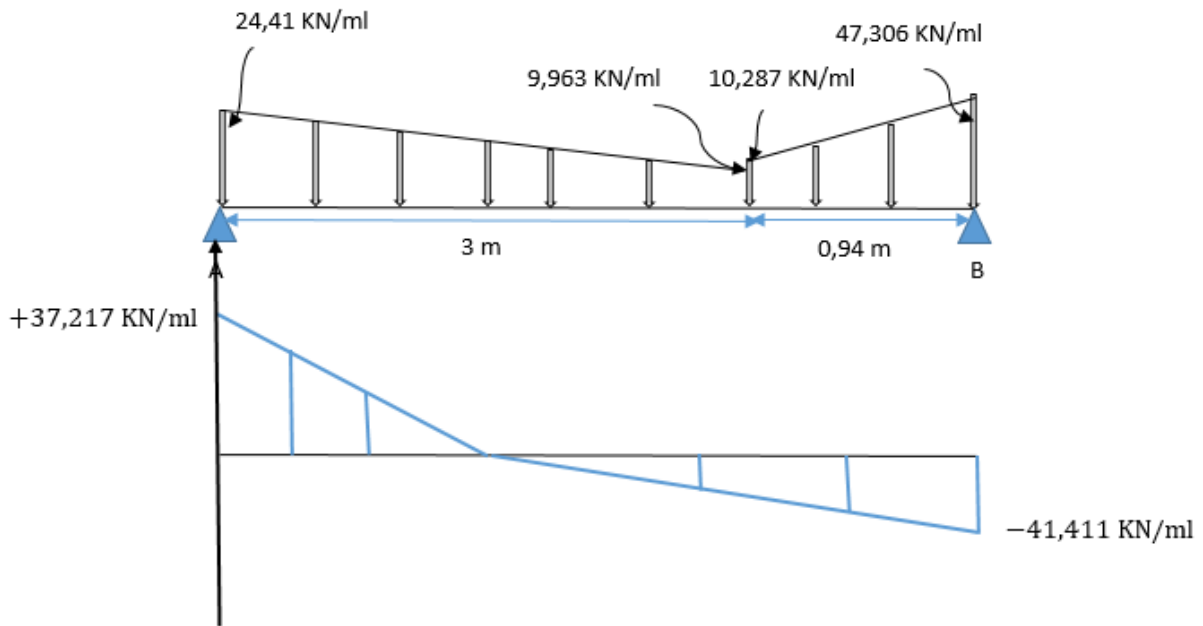


Figure III.29. Diagramme effort tranchant de la poutre brisée

**b- Ferrailage ELU :**

- Armatures en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,34 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,122 < \mu_r = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

Lorsque la section est simplement armée donc :

$A_{sc} = 0$  (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{27,34 \times 10^3}{0,935 \times 28 \times 348} = 3,001 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

- Armatures aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,949 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,046 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,949 \times 10^3}{0,978 \times 28 \times 348} = 1,044 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 4HA12 = 3,14cm<sup>2</sup>

**c- Vérification a ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

D'après le BAEL 91modifié 99/A.4.2.1

En travée :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Aux appuis :**

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.211

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) F.P.P$$

$$\tau_u = \frac{41,411 \times 10}{20 \times 28} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$\tau_u = 0,739 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.3 :

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,20 \times 10^3$$

$T_{max} = 41,411 \text{ KN} \leq 336 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{41,411 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 1,19 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{41,411 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 4\pi 10} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,308 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement)}$$

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 40 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 16 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversal :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_a; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{200}{10}\right) = \min(8,57; 12; 20)$$

$$\varphi_t \leq 8,57 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de HA8

- **Espacement max des armatures transversales :**

$$S_{tmax} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min(25,2; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures transversales exigé par RPA 2003[1] (Art 7.5.2.2) :**

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_a; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1; 30 \text{ cm}\right) = \min(7,5; 12; 30)$$

$$S_t = 7,5 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = \left(\frac{30}{2}\right) = 15 \text{ cm}$$

**d- Calcul des efforts internes a ELS :**

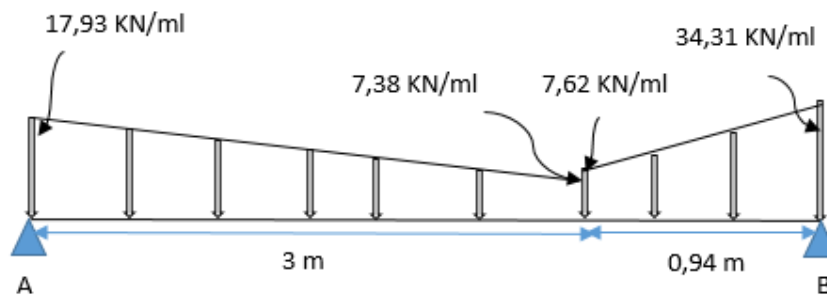


Figure III.30. Schéma statique de la poutre brisée (ELS)

D'après le calcul par la méthode RDM on aura les résultats suivants :

**Moment maximum :**

$$M_{max} = 23,668 \text{ KN.m}$$

**Moments corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times 36,913 = -7,1 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 36,913 = 20,12 \text{ KN.m}$$

Les résultats seront résumés dans les diagrammes suivants :

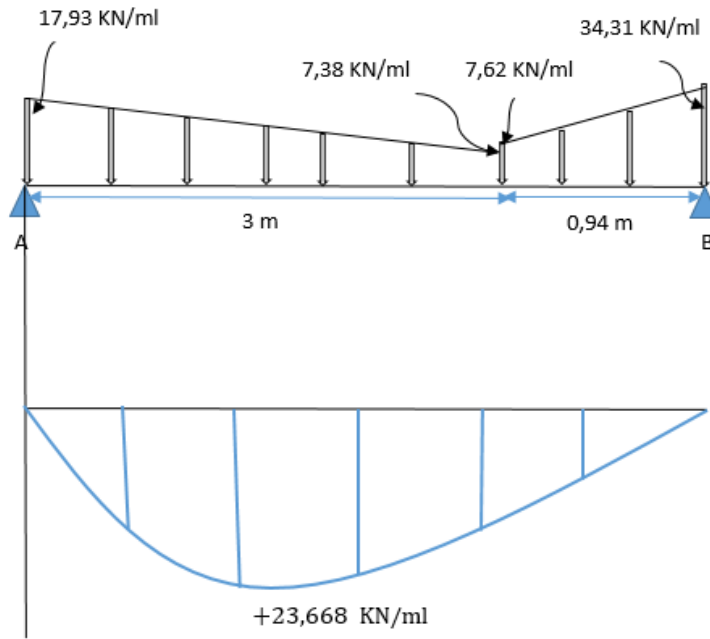


Figure III.31. Moment isostatique de la poutre brisée (ELS)

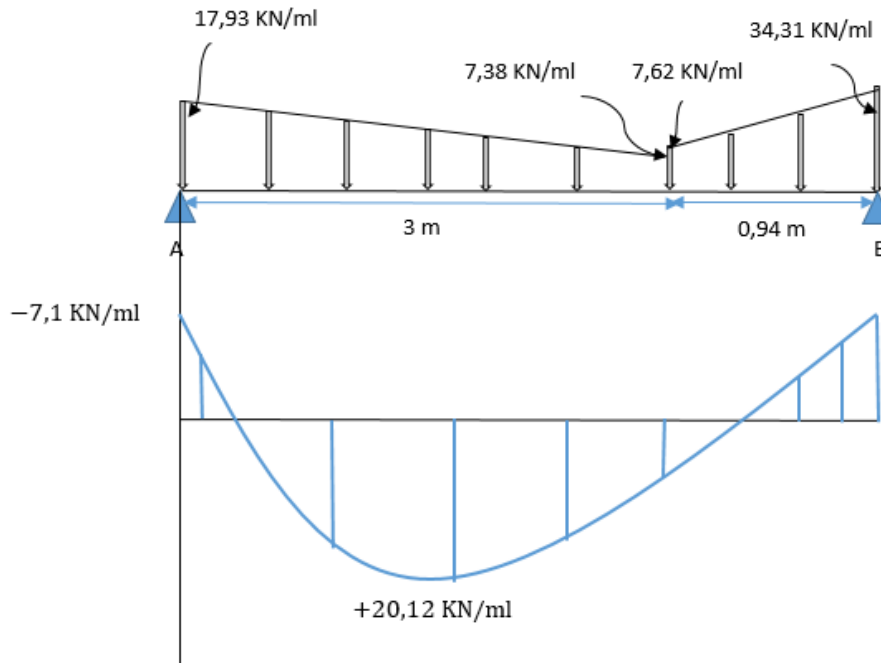


Figure III.32. Moments corrigés de la poutre brisée (ELS)

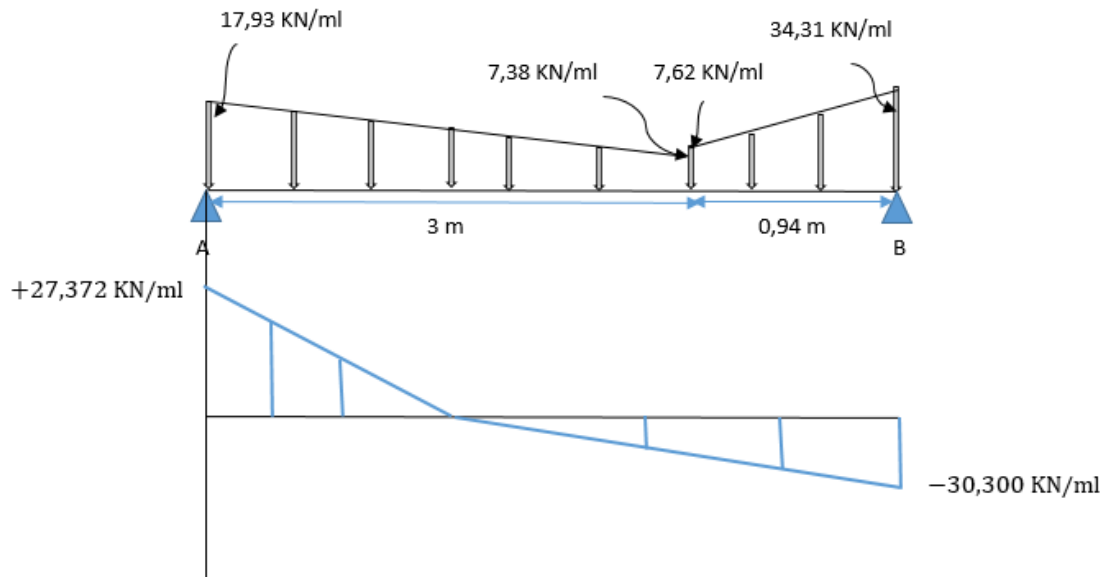


Figure III.33. Efforts tranchant de la poutre brisée (ELS)

**e- Vérifications ELS :**

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.3 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$  :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{20 \times 28} = 0,807$$

$$\beta = 0,871 ; K_1 = 23,76$$

$$\sigma_s = \frac{20,12 \times 10^3}{0,871 \times 28 \times 4,52} = 182,52 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{182,52}{23,76} = 7,68 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{20 \times 28} = 0,560$$

$$\beta = 0,888 ; K_1 = 29,82$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7,11 \times 10^3}{0,888 \times 28 \times 3,14} = 91,06 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{91,06}{29,82} = 3,05 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/B.6.5.2 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{394} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,076 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,12}{10 \times 66,576} = 0,03 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,52}{20 \times 28} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**⇒ Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.**

**Récapitulatif :**

Pour la poutre brisée des volets 1 et 2 on adopte le ferrailage suivant :

- ✚ **Armatures longitudinales :**

En travée : 4HA12

Aux appuis : 4HA10

- ✚ **Armatures transversales :**

Cadre + étrier HA8

## B. BLOC B :

## III.B.1 Calcul des planchers :

## III.B.1.1 Plancher en corps creux :

## III.B.1.1.1 Après coulage de la dalle de compression :

## ➤ Dimensionnement de la poutrelle :

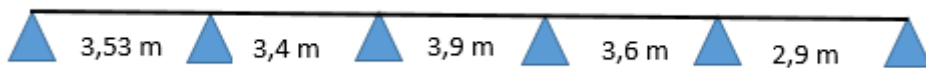
Les poutrelles sont des sections en T avec les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h = 24\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \end{cases}$$

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

## ➤ Différents types de plancher :

Type 1 :



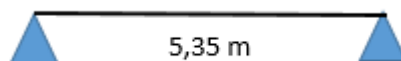
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



➤ **Calcul des efforts internes :**

1- Choix de la méthode :

- Méthode forfaitaire :

Conditions d'applications de la méthode forfaitaire fixés par le (BAEL 91 [3] /Article B.6.2.210) :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$

Pour le plancher étage courant :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,84 \text{ KN/m}^2$

$4 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5,84) \rightarrow 4 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 11,68 \text{ KN/m}^2)$

Pour le plancher terrasse :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 ; G = 6,38 \text{ KN/m}^2$

$1 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 6,38) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 12,76 \text{ KN/m}^2)$

⇒ **La condition est vérifiée pour les deux planchers.**

- Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les même dans les différentes travées en continuité.

⇒ **La condition n'est pas vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$L_i = L_{i+1} = 4,35 \text{ m} \rightarrow 0,8 \leq \frac{5,68}{3,54} = 1,60 \leq 1,25$

⇒ **La condition est non vérifiée.**

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

⇒ **La condition est vérifiée.**

2 conditions n'étant pas vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable alors nous optons pour la méthode des trois moments.

- Principe de la méthode des trois moments :

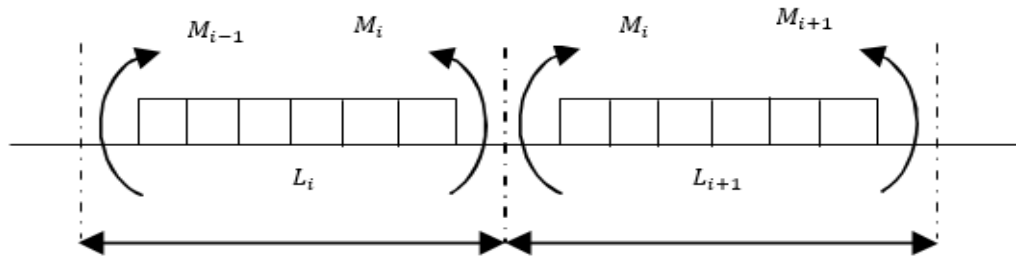


Figure III .34. Schéma du principe de la méthode des trois moments

✚ Aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times L_{i+1} = \frac{-(q_i \times L_i^3 + q_{i+1} \times L_{i+1}^3)}{4}$$

✚ En travée :

$$x = \frac{L_i}{2} + \frac{M_w + M_e}{q_u \times L}$$

$$M_{ti} = q_u \frac{x}{2} (L_i - x) + M_e \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_w \left(\frac{x}{L_i}\right)$$

Avec :

$M_{i-1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis.

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ( $q_i = q_{i+1}$ ).

2- Ferrailage des poutrelles :

➤ **Plancher étage courant :**

a- Combinaison des charges a ELU:

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,84 + 1,5 \times 4) \times 0,65$$

$$q_u = 9,025 \text{ KN/m}$$

**Type1 :**

**⚡ Moments Aux appuis :**

$$0 + 2M_A(0 + 3,53) + M_B \times 3,53 = \frac{-(9,025 \times 3,53^3)}{4}$$

$$7,06M_A + 3,53M_B = -99,25 \dots \dots \dots -1-$$

$$M_A \times 3,53 + 2M_B(3,53 + 3,4) + M_C \times 3,4 = \frac{-(9,025 \times 3,53^3 + 9,025 \times 3,4^3)}{4}$$

$$3,53M_A + 13,86M_B + 3,4M_C = -187,92 \dots \dots \dots -2-$$

$$M_B \times 3,4 + 2M_C(3,4 + 3,9) + M_D \times 3,9 = \frac{-(9,025 \times 3,4^3 + 9,025 \times 3,9^3)}{4}$$

$$3,4M_B + 14,6M_C + 3,9M_D = -222,52 \dots \dots \dots -3-$$

$$M_C \times 3,9 + 2M_D(3,9 + 3,6) + M_E \times 3,6 = \frac{-(9,025 \times 3,9^3 + 9,025 \times 3,6^3)}{4}$$

$$3,9M_C + 15M_D + 3,6M_E = -239,1 \dots \dots \dots -4-$$

$$M_D \times 3,6 + 2M_E(3,6 + 2,9) + M_F \times 2,9 = \frac{-(9,025 \times 3,6^3 + 9,025 \times 2,9^3)}{4}$$

$$3,6M_D + 13M_E + 2,9M_F = -160,3 \dots \dots \dots -5-$$

$$M_E \times 2,9 + 2M_F(2,9 + 0) + 0 = \frac{-(9,025 \times 2,9^3)}{4}$$

$$2,9M_E + 5,8M_F = -55,03 \dots \dots \dots -6-$$

Après résolution des équations on aura :

$$M_A = -9,75 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -8,6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -10,21 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -11,36 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -7,95 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -5,562 \text{ KN.m}$$

### ✚ Moments en travées :

Travée AB :

$$x = \frac{3,53}{2} + \frac{-8,6 - (-9,75)}{9,025 \times 3,53} = 1,801 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = 9,025 \frac{1,801}{2} (3,53 - 1,801) + (-8,75) \left(1 - \frac{1,801}{3,53}\right) + (-8,6) \left(\frac{1,801}{3,53}\right)$$

$$M_{tAB} = 4,89 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3,4}{2} + \frac{-10,21 - (-8,6)}{9,025 \times 3,4} = 1,752 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = 9,025 \frac{1,752}{2} (3,4 - 1,752) + (-8,6) \left(1 - \frac{1,752}{3,4}\right) + (-10,21) \left(\frac{1,752}{3,4}\right)$$

$$M_{tBC} = 3,6 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{3,9}{2} + \frac{-11,36 - (-10,21)}{9,025 \times 3,9} = 1,982 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = 9,025 \frac{1,982}{2} (3,9 - 1,982) + (-10,21) \left(1 - \frac{1,982}{3,9}\right) + (-11,36) \left(\frac{1,982}{3,9}\right)$$

$$M_{tBC} = 6,36 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{3,6}{2} + \frac{-7,95 - (-11,36)}{9,025 \times 3,6} = 1,904 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = 9,025 \frac{1,904}{2} (3,6 - 1,904) + (-11,36) \left(1 - \frac{1,904}{3,6}\right) + (-7,95) \left(\frac{1,904}{3,6}\right)$$

$$M_{tBC} = 5,01 \text{ KN.m}$$

Travée EF :

$$x = \frac{2,9}{2} + \frac{-5,562 - (-7,95)}{9,025 \times 2,9} = 1,541 \text{ m}$$

$$M_{tAB} = 9,025 \frac{1,541}{2} (2,9 - 1,541) + (-7,95) \left(1 - \frac{1,541}{2,9}\right) + (-5,562) \left(\frac{1,541}{2,9}\right)$$

$$M_{tBC} = 2,78 \text{ KN.m}$$

#### ✚ Calcul efforts tranchant :

- Etude de la travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{9,025 \times 3,53}{2} + \frac{-8,6 + 9,75}{3,53} = 16,26 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{9,025 \times 3,53}{2} + \frac{-8,6 + 9,75}{3,53} = -15,60 \text{ KN}$$

- Etude de la travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{9,025 \times 3,4}{2} + \frac{-10,21 + 8,6}{3,4} = 14,87 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{9,025 \times 3,4}{2} + \frac{-10,21 + 8,6}{3,4} = -15,81 \text{ KN}$$

- Etude de la travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{9,025 \times 3,9}{2} + \frac{-11,36 + 10,21}{3,9} = 17,3 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{9,025 \times 3,9}{2} + \frac{-11,36 + 10,21}{3,9} = -17,9 \text{ KN}$$

- Etude de la travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{CD}} = \frac{9,025 \times 3,6}{2} + \frac{-7,95 + 11,36}{3,6} = 17,2 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{CD}} = -\frac{9,025 \times 3,4}{2} + \frac{-7,95 + 11,36}{3,6} = -15,30 \text{ KN}$$

- Etude de la travée EF :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{9,025 \times 2,9}{2} + \frac{-5,562 + 7,95}{2,9} = 13,9 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{9,025 \times 3,4}{2} + \frac{-5,562 + 7,95}{2,9} = -12,26 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.5. Efforts internes de poutrelles type 1 de l'étage courant à l'ELU**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
<b>A</b>	0	16,26	9,75	4,89
<b>B</b>	-15,60	14,48	8,6	3,6
<b>C</b>	-15,81	17,3	10,21	6,36
<b>D</b>	-17,9	17,2	11,36	5,01
<b>E</b>	-15,30	13,9	7,95	2,78
<b>F</b>	-12,26	0	5,562	

**Type 2 :**

**Tableau III.6. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELU**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
<b>A</b>	0	23,76	20,84	10,24
<b>B</b>	-24,55	22,30	22,948	12,48
<b>C</b>	-25,99	0	24,93	

**Type 3 :**

**Tableau III.7. Efforts internes de poutrelles type 3 de l'étage courant à l'ELU**

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées
	(KN)		(KN.m)	(KN.m)
A	0	23,32	20,058	9,94
B	-24,99	26,56	24,55	
C	-24,73	20,13	19,35	14,47
D	-11,83	0	4,66	3,09

**Type 4 :****Tableau III.8. Efforts internes de poutrelles type 4 de l'étage courant à l'ELU**

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées
	(KN)		(KN.m)	(KN.m)
A	0	24,16	21,53	10,5
B	-24,16	0	21,53	

**Type 5 :****Tableau III.9. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELU**

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées
	(KN)		(KN.m)	(KN.m)
A	0	14,62	7,89	3,82
B	-16,08	17,37	10,38	
C	-17,85	17,85	11,31	6,32

				4,99
<b>D</b>	-15,32	13,93	7,97	2,73
<b>E</b>	-12,26	0	5,55	

**Moment maximum en travée :**  $M_{max}^t = 14,47 \text{ KN.m}$

**Moment maximum aux appuis :**  $M_{max}^a = 24,93 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{max}^a = 26,56 \text{ KN}$

**b- Ferrailage a ELU :**

➤ **Armatures en travée :**

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_0 = 73,84 \text{ KN.m} > M_{max}^t = 14,47 \text{ KN.m}$$

⇒ Puisque  $M_0 > M_{max}^t$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec :  $b=65\text{cm}$  ;  $h=24 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,47 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392$$

→ ( *Section Simplement Armé SSA* )

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \text{par interpolation on aura } \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,47 \times 10^3}{0,984 \times 22 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>

➤ **Armatures aux appuis :**

$$M_0 = 73,84 \text{ KN.m} > M_{max}^a = 24,93 \text{ KN.m}$$

⇒ Puisque  $M_0 > M_{max}^a$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) avec :  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=24 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{24,93 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 0,302 < 0,392$$

→ ( Section Simplement Armé SSA)

$\mu_b = 0,302 \rightarrow$  par interpolation on aura  $\beta = 0,815$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24,93 \times 10^3}{0,815 \times 22 \times 348} = 3,99 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

➤ **Armatures transversales :**

D'après le **BAEL91modifié99[3]/A7.2.2** : le diamètre des poutres transversales est donné :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,4\right)$$

$$\phi_t \leq 0,68 \text{ cm}^2$$

Nous adoptions aux armatures transversales des étriers 2Ø8 = 1,01 cm<sup>2</sup>

Espacement des cadres :

D'après le **BAEL91modifié99[3]/A5.1.22** : L'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme est :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 22; 40\text{cm}) = \min(19,8\text{cm}; 40\text{cm})$$

On adopte :  $S_t = 16\text{cm}$

D'où les sections adoptées pour :

**Les armatures en travée :** 3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>

**Les armatures aux appuis :** 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

**Les armatures transversales :** 2Ø8 = 1,01 cm<sup>2</sup>

**c- Vérification a ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1**

**En travée :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22 \times 2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 22 \times 2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.1 :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{26,56 \times 10^3}{120 \times 220} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 1,00 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = 1,00 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3 :**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{26,56 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3\pi 14} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,01 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée** (pas de risque d'entraînement des barres)

- **Longueur de scellement droit :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22** :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.313** :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 22 \times 12 \times 10^{-1}$$

$$T_{\max} = 26,56 \text{ KN} \leq 158,4 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures d'acier :**

### Appui intermédiaire :

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.321** :

$$M_u = 24,93 \text{ KN.m} > 0,9 \times 26,56 \times 0,22 = 5,25 \text{ KN.m}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

### Appui de rive :

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.312** :

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{25,99 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0,746 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.322** :

$$\sigma_{bc} = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26,56 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times 25}{1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 1,11 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21,67 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2** :

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times (b - b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = \frac{26,56 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2** :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{400} = 0,192 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0,192 \text{ cm}^2$$

#### d- Vérification à l'ELS :

- **Combinaisons de charge à ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times b = (5,84 + 4) \times 0,65 = 6,396 \text{ KN/ml}$$

Pour calculer les efforts internes et les moments ainsi que les efforts tranchant à ELS il suffit de multiplier les efforts internes trouvés à ELU par un rapport de la charge à ELS sur la charge à ELU ainsi on va obtenir un coefficient réducteur  $\beta$  comme suit :

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{6,396}{9,025} = 0,709$$

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivant :

**Type 1 :****Tableau III.10. Efforts internes de poutrelles type 1 de l'étage courant à l'ELS**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	<b>A</b>	0	11,53	6,91
<b>B</b>	-11,06	10,54	6,09	2,48
<b>C</b>	-11,22	12,27	7,24	4,52
<b>D</b>	-12,69	12,19	8,05	3,52
<b>E</b>	-10,85	9,86	5,64	1,94
<b>F</b>	-8,7	0	3,94	

**Type 2 :****Tableau III.11. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELS**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	<b>A</b>	0	16,84	14,77
<b>B</b>	-17,4	17,93	16,26	8,48
<b>C</b>	-17,42	0	17,67	

**Type 3 :****Tableau III.12. Efforts internes de poutrelles type 3 de l'étage courant à l'ELS**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
	<b>A</b>	0	16,52	14,21
<b>B</b>	-17,72	18,82	17,49	

				10,25
C	-17,53	14,27	13,72	2,19
D	-8,39	0	3,3	

**Type 4 :**

**Tableau III.13. Efforts internes de poutrelles type 4 de l'étage courant à l'ELS**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
A	0	17,12	15,27	7,44
B	-17,12	0	15,27	

**Type 5 :**

**Tableau III.14. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELS**

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
A	0	10,36	5,6	2,71
B	-11,4	12,31	7,36	
C	-12,65	12,18	8,02	4,48
D	-10,86	9,87	5,65	3,54
E	-8,69	0	3,93	1,94

**Moment maximum en travée :**  $M_{\max}^t = 10,25 \text{ KN.m}$

**Moment maximum aux appuis :**  $M_{\max}^a = 17,67 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{\max}^a = 18,82 \text{ KN}$

- **Vérification d'état limite d'ouverture des fissures :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la résistance à la compression dans le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 22} = 0,898$$

$$\beta = 0,866; K_1 = 22,31$$

$$\sigma_s = \frac{10,25 \times 10^3}{0,866 \times 22 \times 2,36} = 227,96 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{227,96}{22,31} = 10,22 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sur appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 22} = 1,75$$

$$\beta = 0,830; K_1 = 14,41$$

$$\sigma_s = \frac{17,67 \times 10^3}{0,830 \times 22 \times 4,62} = 209,45 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{209,45}{14,41} = 14,53 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance à la compression dans l'acier:**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 227,96 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sur appuis :**

$$\sigma_{bc} = 209,45 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/B.6.8.424 :**

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{568} = 0,042 \geq \frac{1}{22,5} = 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 22} = 0,008 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,042 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{10,25}{15 \times 25,79} = 0,026 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Les trois conditions sont vérifiées donc on peut dire que la flèche est vérifiée.

➤ **Plancher terrasse :**

a- **Combinaison des charges a ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 6,38 + 1,5 \times 1) \times 0,65$$

$$q_u = 6,57 \text{ KN/m}$$

Les efforts internes obtenus sont :

$$\text{Moment maximum en travée : } M_{\max}^t = 10,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment maximum aux appuis : } M_{\max}^a = 18,16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Efforts tranchant maximum aux appuis : } T_{\max}^a = 18,93 \text{ KN}$$

**Remarque :**

N'ayant pas une différence significative entre les efforts internes du plancher terrasse inaccessible et étage courant. Donc les armatures de ferrailage seront les mêmes pour les deux planchers.

**Récapitulatif :**

Pour le plancher étage courant et terrasse inaccessible le ferrailage sera comme suit :

✚ Pour les armatures longitudinales :

En travée : 3HA10

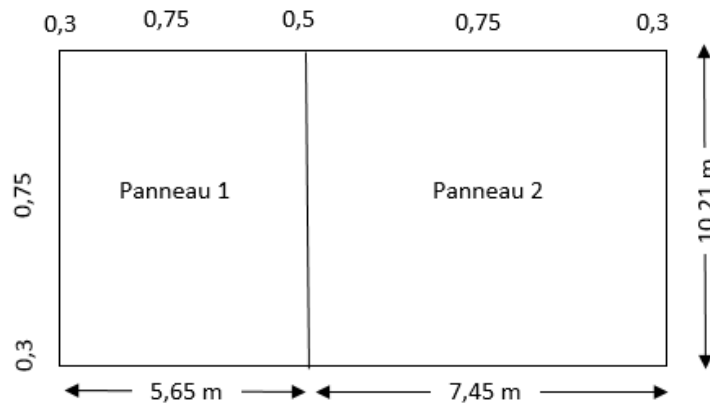
En appuis : 3HA14

✚ Pour les armatures transversales :

1 étrier de diamètre 8.

**III.B.1.2 Plancher en dalle pleine :**

La partie centrale du plancher de ce bloc est constitué d'une dalle pleine continue, reposant sur quatre appuis de 20 cm d'épaisseur.

**a- Calcul des sollicitations :****Panneau 1 :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

$L_x$  : La petite portée du panneau.

$L_y$  : La grande portée du panneau.

$$\rho = \frac{5,65}{10,21} = 0,55 > 0,4 \text{ (le panneau porte dans les deux sens)}$$

**Panneau 2 :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{7,45}{10,21} = 0,73 > 0,4 \text{ (le panneau porte dans les deux sens)}$$

**b- Moments dus au poids propre :**

D'après l'annexe E3 du BAEL91[3] :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont tirés des tables de Pigeaud en fonction du rapport  $\rho$ .

➤ **Plancher étage courant :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35(7,54) + 1,5(4)) \times 1 \text{ ml} = 16,18 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III.15.récapitulatif du calcul des moments a ELU**

q		$l_x$ (m)	$\rho$	$\mu$	Moments (KN.m)	
ELU	$q_u=16,18$	Panneau 1	5,65	0,55	$\mu_x = 0,088$	$M_x = 45,46$
					$\mu_y = 0,25$	$M_y = 11,36$
		Panneau 2	7,45	0,73	$\mu_x = 0,0646$	$M_x = 58,01$
					$\mu_y = 0,479$	$M_y = 27,78$

**Corrections des Moments :**

**En travée :**

$$M_{xt} = 0,75 \times 45,46 = 34,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{xt} = 0,75 \times 58,01 = 43,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 \times 27,78 = 20,83 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{xa} = -0,3 \times 45,46 = -13,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = -0,5 \times 58,01 = -29 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = -0,3 \times 58,01 = -17,403 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 \times 27,78 = -8,33 \text{ KN.m}$$

➤ **Plancher terrasse inaccessible niveau 12,24 :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35(8,08) + 1,5(1)) \times 1 \text{ ml} = 12,408 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III.16.récapitulatif du calcul des moments a ELU**

q		$l_x$ (m)	$\rho$	$\mu$	Moments (KN.m)	
ELU	$q_u = 12,408$	Panneau 1	5,65	0,55	$\mu_x = 0,088$	$M_x = 34,85$
					$\mu_y = 0,25$	$M_y = 8,71$
		Panneau 2	7,45	0,73	$\mu_x = 0,0646$	$M_x = 44,48$
					$\mu_y = 0,479$	$M_y = 21,30$

**Remarque :**

N'ayant pas une grande différence entre les efforts internes du plancher étage courant et terrasse inaccessible niveau 12,24. La suite du calcul se fera suivant le cas le plus défavorable c'est-à-dire le plancher étage courant ainsi ils auront le même ferrailage.

**c- Ferrailage a ELU :**

Nous prenons les moments les plus défavorables des deux panneaux.

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Tableau III.17.récapitulatif du ferrailage a ELU

Zone	Sens	$M_u$ (KN. m)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	Espacement (cm)
En travée	X-X	43,5	0,094	0,951	7,30	6HA14=9,24	15
Sur appuis	X-X	29	0,063	0,9675	4,78	5HA12=5,65	20
En travée	Y-Y	20,83	0,045	0,977	3,40	5HA12=5,65	20
Sur appuis	Y-Y	8,33	0,018	0,991	1,34	4HA10=3,14	25

**d- Vérification a ELU :****➤ Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

Cette condition donne la section minimale des armatures tendues avec  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

- Sens X-X :

$$A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} bh$$

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \times \frac{3 - 0,73}{2} \times 100 \times 20 = 1,816 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1,816 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

$$A_{\min}^y \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_{\min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Diamètre maximal des barres (Art A.7.2.1 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 14 \text{ mm} < \theta_{\max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

- **Armatures principales (suivant X-X) :**

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures secondaire (suivant y-y) :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Au milieu de  $L_x$  :

$$T_{ux} = \frac{P_u}{2L_y + L_x} = \frac{16,18 \times 10,21 \times 7,45}{2 \times 10,21 + 7,45} = 44,15 \text{ KN}$$

- Au milieu de  $L_y$  :

$$T_{uy} = \frac{P_u}{3V} = \frac{16,18 \times 10,21 \times 7,45}{3 \times 10,21} = 40,18 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{44,15 \times 10^3}{1000 \times 180} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_u = 0,245 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.3**

**Sens X-X :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{44,15 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 5\pi 12} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,44 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

**Sens Y-Y :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{40,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 4\pi 10} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,97 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée. (Pas de risque d'entraînement des barres)**

➤ **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

**e- Calcul a ELS :**

$$q_s = G + Q = (7,54 + 4) \times 1 \text{ ml} = 11,54 \text{ KN/ml}$$

**Tableau III.18. récapitulatif du calcul des moments a ELS**

q		$l_x$ (m)	$\rho$	$\mu$	Moments (KN.m)	
<b>ELS</b>	$q_s = 11,54$	Panneau 1	5,65	0,55	$\mu_x = 0,088$	$M_x = 32,41$
					$\mu_y = 0,25$	$M_y = 8,10$
		Panneau 2	7,45	0,73	$\mu_x = 0,0646$	$M_x = 41,37$
					$\mu_y = 0,479$	$M_y = 19,81$

**Corrections des Moments :**

On prend les moments les plus défavorables des deux panneaux.

**En travée :**

$$M_{xt} = 0,75 \times 32,41 = 24,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{xt} = 0,75 \times 41,37 = 31,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 \times 19,81 = 14,85 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{xa} = -0,3 \times 32,41 = -9,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = -0,5 \times 41,37 = -20,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{xa} = -0,3 \times 41,37 = -12,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 \times 19,81 = -5,94 \text{ KN.m}$$

### f- Vérifications à ELS :

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

**D'après BAEL91[3]/Art.A.4.5.2**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Sens X-X :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 18} = 0,513$$

$$\beta = 0,892 ; K_1 = 31,47$$

$$\sigma_s = \frac{31,02 \times 10^3}{0,892 \times 18 \times 9,24} = 209,08 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{209,08}{31,47} = 6,64 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313$$

$$\beta = 0,912 ; K_1 = 42,03$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{20,86 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 224,90 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{224,90}{42,03} = 5,35 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313$$

$$\beta = 0,912 ; K_1 = 42,03$$

$$\sigma_s = \frac{14,85 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 160,107 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{160,107}{42,03} = 3,80 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\beta = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{5,94 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 112,76 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{112,76}{58,53} = 1,93 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.7.5):**

Dans le cas d'une dalle appuyée sur 4 appuis, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{745} = 0,027 \geq \frac{M_x}{20 \times M_0} = \frac{31,02}{20 \times 80,06} = 0,019 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{9,24}{100 \times 18} = 0,005 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les deux conditions étant vérifiées, donc il n'y'a pas lieu de calculer la flèche.

### Récapitulatif :

La dalle pleine du plancher étage courant et terrasse inaccessible niveau 12,24 sera ferrillée comme suit :

#### ✚ Sens x-x

En travée : 6HA14 ; avec un espacement  $S_t = 15\text{cm}$ .

En appui : 5HA12 ; avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### ✚ Sens y-y

En travée : 5HA12 ; avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

En appui : 4HA10 ; avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

### ➤ Terrasse inaccessible niveau 13,74 :

Le plancher comporte un panneau trapézoïdal.

#### a- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35(8,08) + 1,5(1)) \times 1 \text{ ml} = 12,408 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 8,08 + 1) \times 1 \text{ ml} = 9,08 \text{ KN/ml}$$

#### b- Détermination des efforts internes :

Dans l'ouvrage « Tables pour calcul des dalles et parois » de « Richard Bares » en page 424 le cas des dalles trapézoïdal se calcul de la façon suivante :

Les dalles trapézoïdales se calculent selon leur forme de façon approchée soit comme étant des dalles rectangulaire ou triangulaire.

Si  $\frac{c}{a} \leq 0,25$  (les dalles trapézoïdales seront calculées comme étant triangulaire)

Si  $\frac{c}{a} > 0,25$  (les dalles trapézoïdales seront calculées comme étant rectangulaire )

Dans notre cas :

$$\frac{c}{a} = \frac{7}{10,22} = 0,68 > 0,25$$

Avec : **a** est la longueur de la grande base et **c** la longueur de la petite base.

⇒ La dalle sera considérée comme étant rectangulaire avec des dimensions réduites.

$$\begin{cases} a_r = \frac{2}{3}(2c + a) \frac{a}{a + c} \\ b_r = b - \frac{a(a - c)}{6(a + c)} \end{cases}$$

Avec : **b** la hauteur du trapèze.

$$\begin{cases} a_r = \frac{2}{3}(2 \times 7 + 10,22) \frac{10,22}{10,22 + 7} = 9,58 \text{ m} \\ b_r = 9,86 - \frac{10,22(10,22 - 7)}{6(10,22 + 7)} = 9,54 \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{a_r}{b_r} = \frac{9,58}{9,54} = 1,004$$

Dans l'ouvrage « **Tables pour calcul des dalles et parois** » de « **Richard Bares** » en page **34** on aura :

	Formules	Coefficients	Opérations	Résultats (KN.m)
$M_{x\max}$	$q_u \times a^2$	0,0368	$0,0368 \times 12,408 \times (9,58)^2$	41,906
$M_{y\max}$	$q_u \times b^2$	0,0368	$0,0368 \times 12,408 \times (9,54)^2$	41,55
$R_a$	$q_u \times a$	0,457	$0,457 \times 12,408 \times 9,58$	54,32
$R_b$	$q_u \times b$	0,457	$0,457 \times 12,408 \times 9,54$	54,096

**Moments corrigés :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times 41,906 = 35,62$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 41,55 = 35,31$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,3 \times 41,906 = -12,57$$

$$M_{ay} = -0,3 \times 41,55 = -12,46$$

### c- Ferrailage a ELU :

On prend les moments les plus défavorables des deux panneaux.

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 18 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Tableau III.19. Récapitulatif du ferrailage a ELU

Zone	Sens	$M_u$ (KN. m)	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$	Espacement (cm)
En travée	X-X	35,62	0,077	0,9595	5,92	5HA14	20
Sur appuis	X-X	12,57	0,027	0,9865	2,03	3HA14	25
En travée	Y-Y	35,31	0,076	0,960	5,87	5HA14	20
Sur appuis	Y-Y	12,46	0,027	0,9865	2,02	3HA14	25

### d- Vérifications à ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99) :**

Cette condition donne la section minimale des armatures tendues avec  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

- **Sens X-X :**

$$A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} bh$$

$$A_{min}^x \geq 0,0008 \times \frac{3 - 0,99}{2} \times 100 \times 20 = 1,608 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 1,608 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_{\min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des barres (Art A.7.2.1 BAEL.91 modifié 99) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 14 \text{ mm} < \theta_{\max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

- **Armatures principales (suivant X-X) :**

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures secondaire (suivant y-y) :**

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

- **Sens X-X :**

$$\tau_u = \frac{54,32 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,301 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3,3 \text{ MPA}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\tau_u = \frac{54,096 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,3 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

⇒ **Condition vérifiée.** Pas de risque de cisaillement donc aucune armature transversale n'est nécessaires.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A.6.1.3 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

**Sens X-X :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{54,32 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 5\pi 14} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,52 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

**Sens Y-Y :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{54,096 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 5\pi 14} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,51 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

⇒ **Condition vérifiée.** (Pas de risque d'entraînement des barres)

➤ **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.221 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

**e- Vérifications ELS :**

	Formules	Coefficients	Opérations	Résultats (KN.m)
$M_{x\max}$	$q_s \times a^2$	0,0368	$0,0368 \times 9,08 \times (9,58)^2$	30,66
$M_{y\max}$	$q_s \times b^2$	0,0368	$0,0368 \times 9,08 \times (9,54)^2$	30,41
$R_a$	$q_s \times a$	0,457	$0,457 \times 9,08 \times 9,58$	39,75
$R_b$	$q_s \times b$	0,457	$0,457 \times 9,08 \times 9,54$	39,59

**Moments corrigés :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times 30,66 = 26,061$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 30,41 = 25,85$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,3 \times 30,66 = -9,198$$

$$M_{ay} = -0,3 \times 30,41 = -9,123$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

**D'après BAEL91 modifié 99[3]/Art.A.4.5.2**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Sens X-X :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcule d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,427$$

$$\beta = 0,900 ; K_1 = 35$$

$$\sigma_s = \frac{26,061 \times 10^3}{0,900 \times 18 \times 7,70} = 208,92 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{208,92}{35} = 5,97 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{100 \times 18} = 0,256$$

$$\beta = 0,920 ; K_1 = 47,13$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{9,198 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,62} = 120,22 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{120,22}{47,13} = 2,55 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,427$$

$$\beta = 0,900 ; K_1 = 35$$

$$\sigma_s = \frac{25,85 \times 10^3}{0,900 \times 18 \times 7,70} = 207,23 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{207,23}{35} = 5,92 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{100 \times 18} = 0,256$$

$$\beta = 0,920 ; K_1 = 47,13$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{9,123 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4,62} = 119,24 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{119,24}{47,13} = 2,5 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Vérification de la flèche (BAEL A.5.32):**

$$f = 0,0487 \times \frac{q \times a^4}{E \times h^3} \leq f_{adm} = 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}$$

$$f = 0,0487 \times \frac{9,08 \times 958^4}{10819 \times 200^3} \times 10^{-1} \leq f_{adm} = 0,5 \text{ cm} + \frac{1022}{1000}$$

$$f = 0,43 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,522 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

**Récapitulatif :**

 **Sens x-x :**

**En travée :** 5HA14 ; e=20 cm

**Aux appuis :** 3HA14 ; e=25 cm

 **Sens y-y :**

**En travée :** 5HA14 ; e=20 cm

**Aux appuis :** 3HA14 ; e=25 cm

### III.B.2 Calcul de porte à faux :

Le porte à faux est une console encastré au niveau de la poutre de rive .elle sera réalisé en béton armé.

L'épaisseur de la dalle pleine de porte à faux sera donnée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

➤ **Détermination des charges et surcharges du balcon :**

**Charges permanentes :**

Charge permanente :  $G_1 = 5,57 \text{ KN /ml}$  (voir chapitre 2)

Charge concentrée (garde-corps):  $G_2 = 1,62 \text{ KN /ml}$

Couches	épaisseur	Poids volumique	G
Enduit ciment	0,02x2	18	0,72
Cloison	0,1	9	0,9

**Surcharge d'exploitation :**

Surcharge revenant à la dalle du porte à faux :  $Q_1 = 4 \text{ KN / ml}$

La main courante sera négligée car le garde-corps est en brique.

➤ **combinaisons des charges :**

**A L'ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$

Dalle:  $q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,57 + 1,5 \times 4 = 13,52 \text{ KN/m}$ .

Garde corps:  $q_{u2} = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m}$ .

**A L'ELS:**  $G + Q$ .

Dalle:  $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,57 + 4 = 9,57 \text{ KN/ml}$ .

Garde corps:  $q_{s2} = G_2 = 1,62 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Calcul des sollicitations :**

**A L'ELU :**

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_{u2} + q_{u1} \times l = 2,187 + 13,52 \times 1,5 = 22,467 \text{ KN}$$

**Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{13,52 \times 1,5^2}{2} + 2,187 \times 1,5 = 18,49 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS :**

**Moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,57 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5 = 13,19 \text{ KN.m}$$

#### **a- Ferrailage a ELU :**

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire en flexion simple.

$$C = 2 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13 \text{ cm}$$

- Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,077 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$A_{sc} = 0$  (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)

$$\mu_b = 0,077 \rightarrow \beta = 0,9595$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18,49 \times 10^3}{0,9595 \times 13 \times 348} = 4,26 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 5HA12=5,65 cm<sup>2</sup> .Avec un espacement S<sub>t</sub>=20 cm**

- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 5HA10=3,93 cm<sup>2</sup> .Avec un espacement S<sub>t</sub>=20 cm**

#### **b- Vérification a ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.1**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F. P. P}$$

$$\tau_u = \frac{22,467 \times 10^3}{1000 \times 130} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée. (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{22,467 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 5\pi 12} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée. (Pas de risque d'entraînement des barres)**

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 45 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 18 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Espacement des armatures :**

**Armatures principales :**  $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45\text{cm}; 33\text{cm})$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm}; 33\text{cm})$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### c- Vérification a ELS :

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

### Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\beta = 0,899 ; K_1 = 34,7$$

$$\sigma_s = \frac{13,19 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 199,75 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199,75}{34,7} = 5,75 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Etat limite de déformation (Art B.6.8, 24/BAEL91modifié 99[3]) :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{13,19}{15 \times 13,19} = 0,066 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,004 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les trois conditions étant vérifiées, donc il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

### Récapitulatif :

Le porte-à-faux sera ferrillé comme suit :

#### ✚ Armatures principales :

5HA12 ; avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### ✚ Armatures de répartition :

5HA10 ; avec un espacement  $S_t = 20\text{ cm}$ .

### III.B.3 Calcul des escaliers :

Dans ce bloc on a deux types d'escaliers :

#### III.B.3.1 Escalier type 1 :

##### ✚ Volée 1 :

##### ➤ Combinaisons de charge et surcharge :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Pour la paillasse} : q_{u1} = (1,35 \times 9,41 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 16,45 \text{ KN/ml}$$

Pour le palier :  $q_{u2} = (1,35 \times 7,08 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 13,308 \text{ KN/ml}$

**ELS** :  $q_s = G + Q$

Pour la paillasse :  $q_{s1} = (9,41 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,91 \text{ KN/ml}$

Pour le palier :  $q_{s2} = (7,08 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 9,58 \text{ KN/ml}$

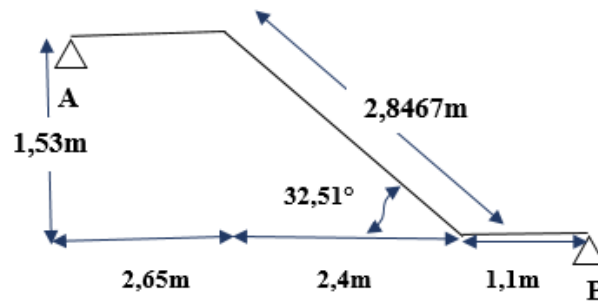


Figure III.35. Dimensions de l'escalier volé 1

**a- Calcul a ELU :**

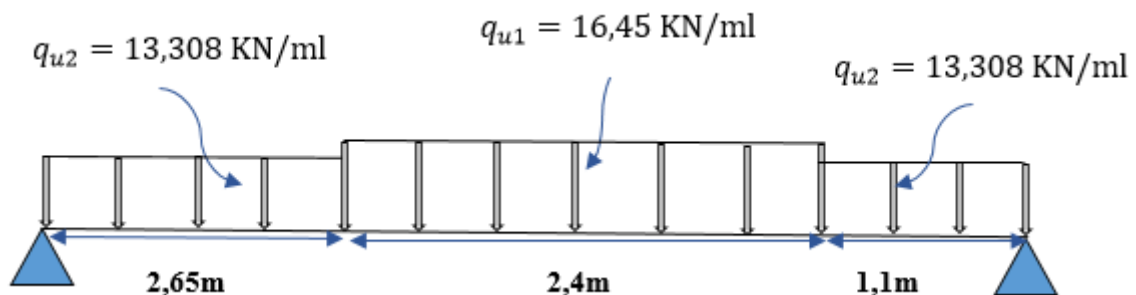


Figure III.36. Schéma statique de l'escalier

➤ **Calcul des moments et efforts tranchant :**

Nous résumons les résultats obtenus par la méthode de calcul RDM dans les diagrammes ci-dessous :

Moment maximal :

**X = 3,16 m**

**M<sub>max</sub> = 71,33 KN.m**

Moment corrigé du moment max :

Aux appuis :  $-0,3 \times 71,33 = -21,399 \text{ KN.m}$

En travée :  $0,85 \times 71,33 = 60,63 \text{ KN.m}$

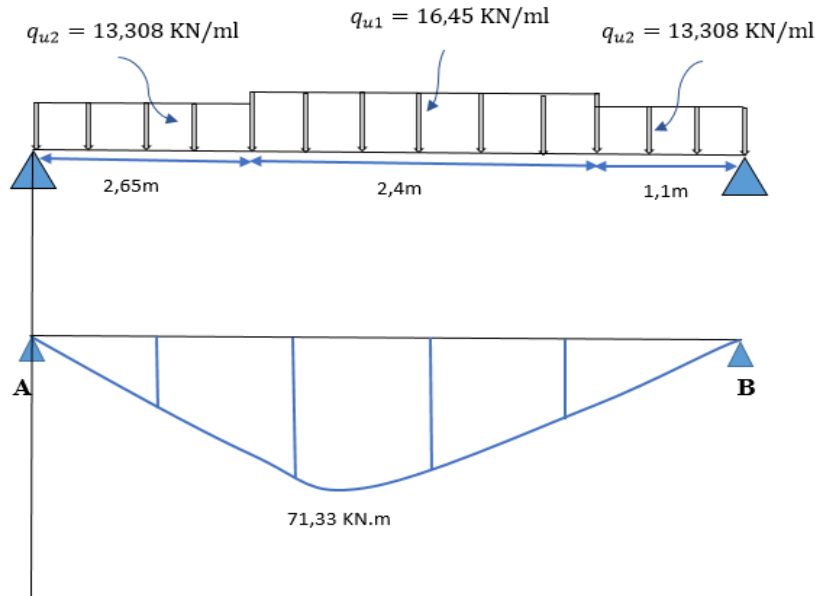


Figure III.37. Diagramme des moments isostatique escalier

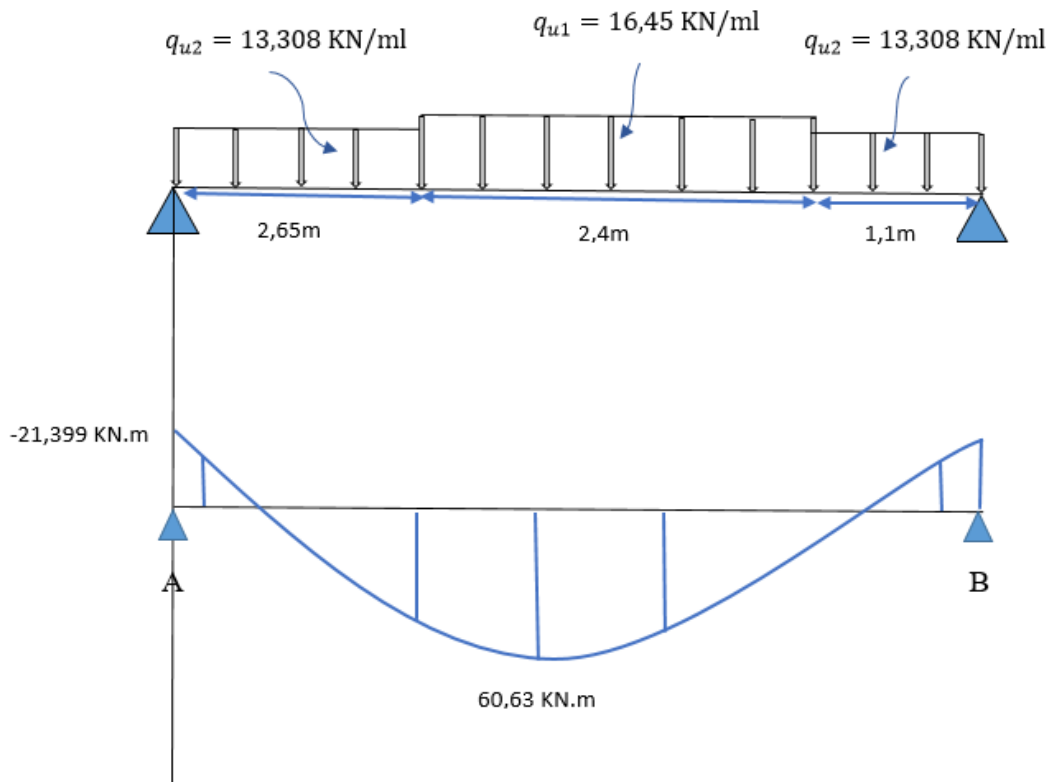


Figure III.38. Diagramme des moments corrigé escalier

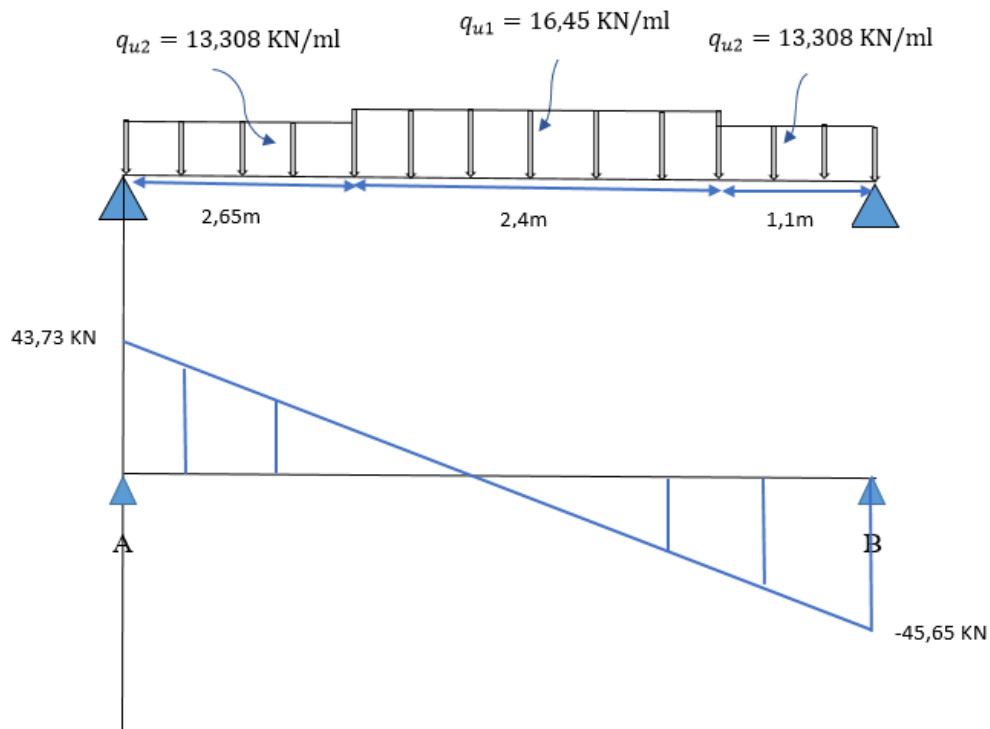


Figure III.39. Diagramme des efforts tranchant escalier

#### ✚ Volée 2 :

##### a- Combinaisons de charge et surcharge :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Pour la paillasse} : q_{u1} = (1,35 \times 10,41 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ml} = 17,80 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier} : q_{u2} = (1,35 \times 8,08 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ml} = 14,658 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$\text{Pour la paillasse} : q_{s1} = (10,41 + 2,5) \times 1 \text{ml} = 12,91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier} : q_{s2} = (8,08 + 2,5) \times 1 \text{ml} = 10,58 \text{ KN/ml}$$

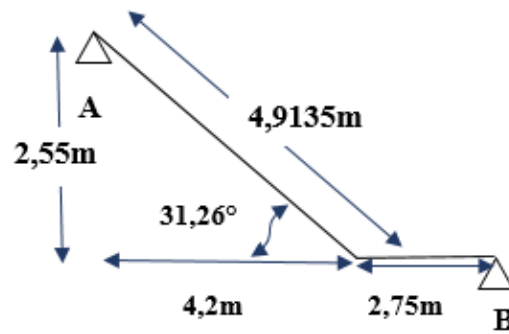


Figure III.40. Dimensions de l'escalier volé 2

### a- Calcul a ELU :

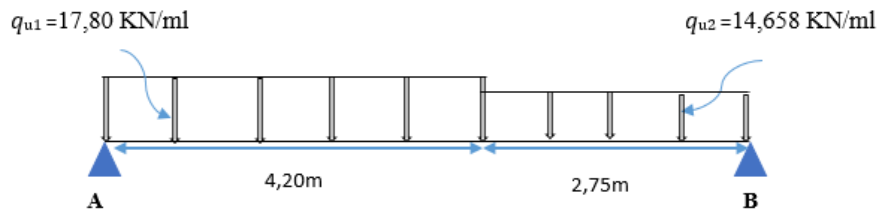


Figure III.41. Schéma statique de l'escalier

### Calcul des moments et efforts tranchant :

On résume les résultats obtenus par la méthode de calcul RDM dans les diagrammes ci-dessous :

Moment maximal :

$$X = 3,38 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 101,63 \text{ KN.m}$$

Moment corrigé du moment max :

$$\text{Aux appuis : } -0,3 \times 101,63 = -30,489 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } 0,85 \times 101,63 = 86,38 \text{ KN.m}$$

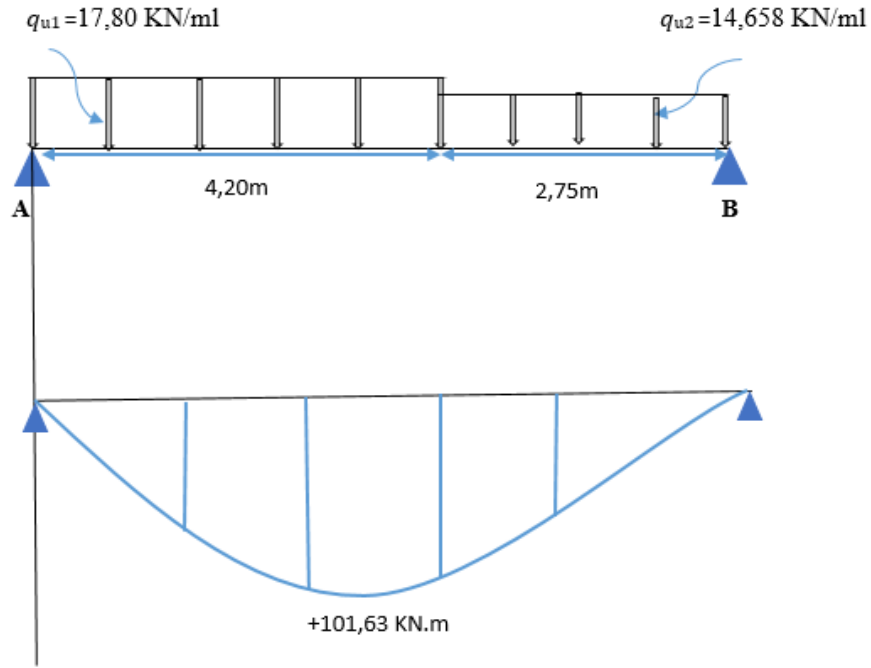


Figure III.42. Diagramme des moments isostatique escalier

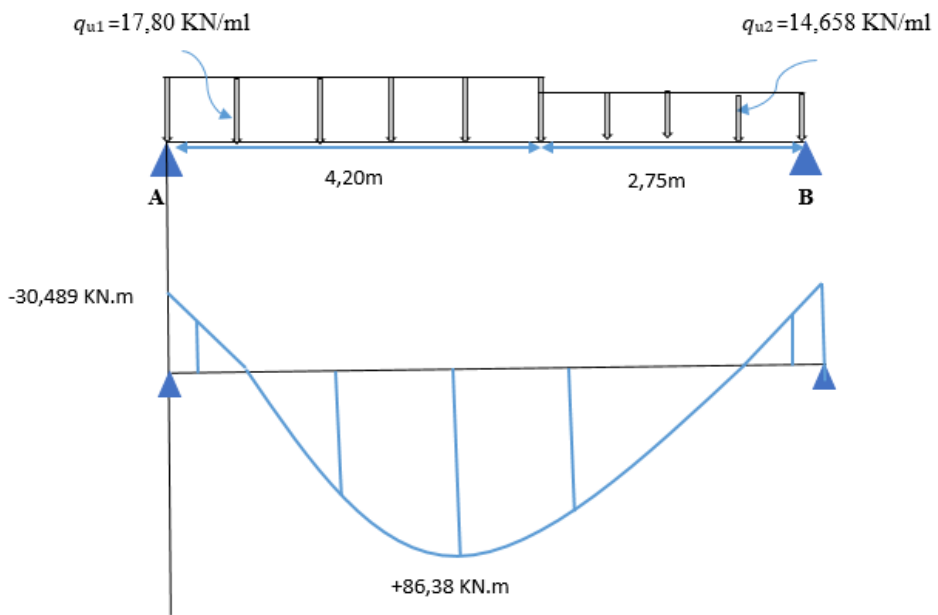


Figure III.43. Diagramme des moments corrigé escalier

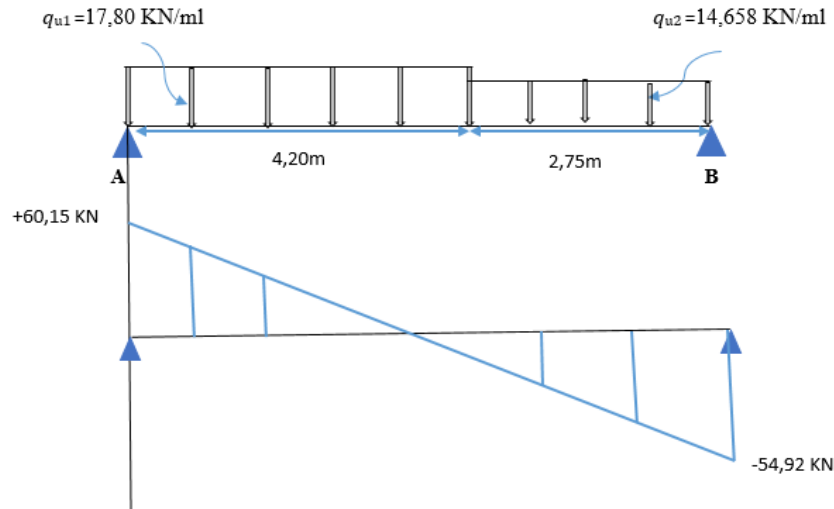


Figure III.44. Diagramme des efforts tranchant escalier

### b- Ferrailage a ELU :

Le moment maximum de la volée 2 est supérieur que celui de la volée 1 donc on ferraille avec le moment le plus défavorable.

Le calcul du ferrailage de l'escalier volé 1 et 2 se fera en flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1\text{m}$ .

- **Armatures Principales :**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86,38 \times 10^3}{100 \times 24^2 \times 14,2} = 0,106 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,106 \rightarrow \beta = 0,944$$

Lorsque la section est simplement armée donc :

$A_{sc} = 0$  (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{86,38 \times 10^3}{0,944 \times 24 \times 348} = 10,95 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On adopte 8HA14 = 12,31 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{30,489 \times 10^3}{100 \times 24^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,036 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30,489 \times 10^3}{0,981 \times 24 \times 348} = 3,72 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 8HA12 = 9,05 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

**En travée :**

$$A_{sr} = \frac{14,07}{4} = 3,52 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$$A_{sr} = \frac{5,50}{4} = 1,375 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### c- Vérification a ELU :

- **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.4.2.1**

**Aux appuis et en travée :**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 24 \times 2,1}{400} = 2,898 \text{ cm}^2$$

$A_t = 12,31 \text{ cm}^2 > 2,415 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.1**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{60,15 \times 10^3}{1000 \times 240} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$\tau_u = 0,251 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.313 :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,24 \times 1 \times 10^3$$

$T_{\max} = 60,51 \text{ KN} \leq 1440 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_{\text{st adoptée}} > A_{\text{st ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{60,15 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{\text{st adoptée}} = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\text{st ancré}} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Les armatures longitudinales sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{60,15 \times 10^3}{0,9 \times 240 \times 8\pi 14} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 0,791 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée** (pas de risque d'entraînement des barres)

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22** :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

#### d- Vérification a ELS :

Calcul des réactions aux appuis :

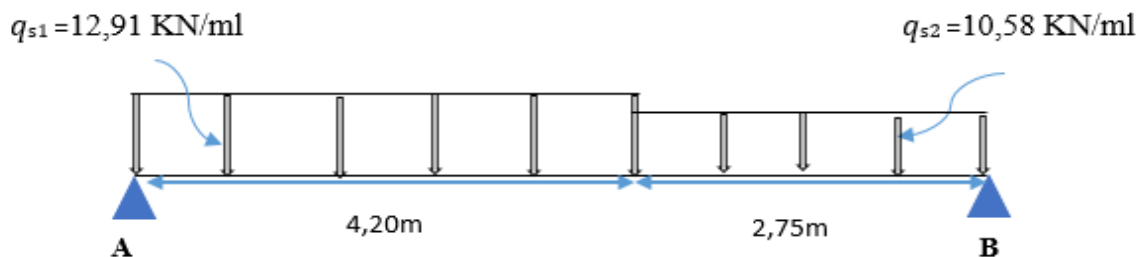


Figure III.45. Schéma statique de l'escalier (ELS)

$$R_A = 43,6 \text{ KN}$$

$$R_B = 39,72 \text{ KN}$$

Moment maximal :

$$M_{\max} = 73,68 \text{ KN.m}$$

Moment corrigé du moment max :

$$\text{Aux appuis : } -0,3 \times 73,68 = -22,10 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } 0,85 \times 73,68 = 62,62 \text{ KN.m}$$

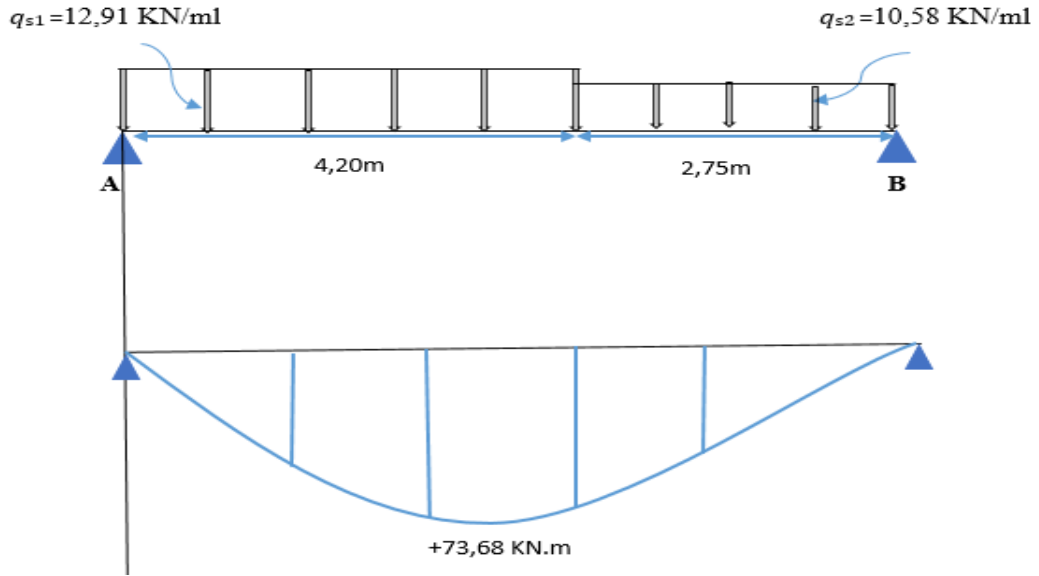


Figure III.46. Diagramme des moments isostatique escalier type 2 ELS

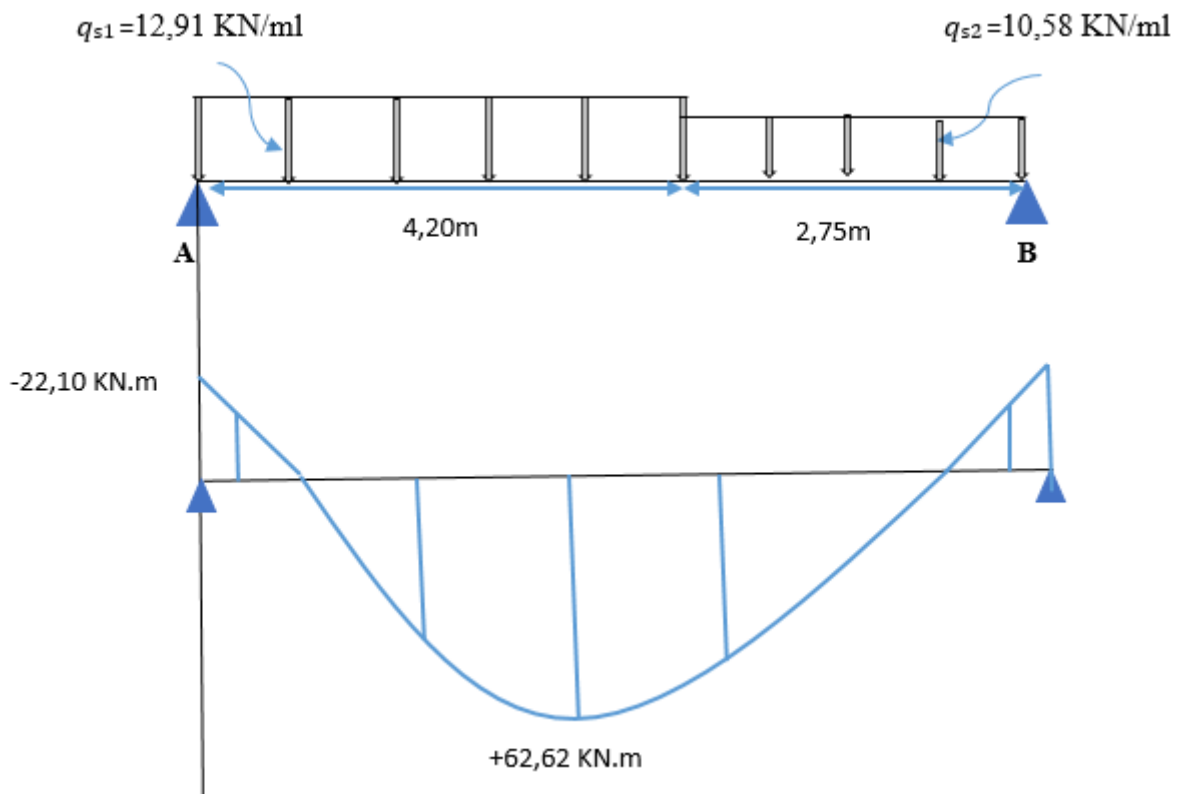


Figure III.47. Diagramme des moments corrigé escalier type 2 (ELS)

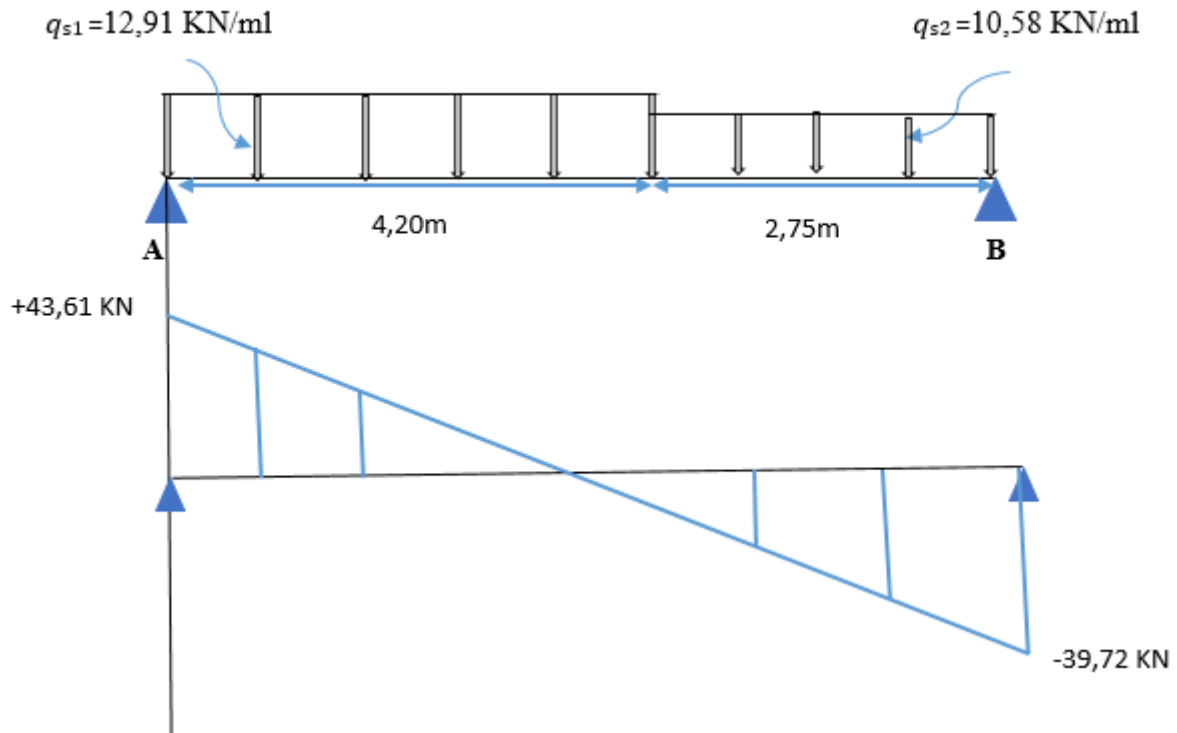


Figure III.48. Diagramme des efforts tranchants escalier type 2(ELS)

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

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcule d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$  :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 24} = 0,512$$

$$\beta = 0,892 ; K_1 = 31,30$$

$$\sigma_s = \frac{62,62 \times 10^3}{0,892 \times 24 \times 12,31} = 237,61 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{237,61}{31,30} = 7,59 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Sur appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 24} = 0,377$$

$$\beta = 0,905 ; K_1 = 37,63$$

$$\sigma_s = \frac{22,10 \times 10^3}{0,905 \times 24 \times 9,05} = 112,43 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{112,43}{37,63} = 2,98 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.5.1 :**

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{26}{695} = 0,04 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition 1 n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.5.2 :**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

### Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA$$

$$= b \times h + 15A_s$$

$$= 100 \times 26 + 15 \times 12,31$$

$$B_0 = 2784,65 \text{ cm}^2$$

**Calcul du moment statique par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 26^2}{2} + 15 \times 12,31 \times 24$$

$$S_{/xx} = 38231,6 \text{ cm}^2$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{38231,6}{2784,65} = 13,73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 26 - 13,73 = 12,27 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(13,73^3 + 12,27^3) + 15 \times 12,31 \times (12,27 - 2)^2$$

$$I_0 = 167327,77 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{12,31}{100 \times 24} = 0,005$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,005(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 4,2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,68$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 209,06 + 2,1} = 0,414$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 167327,77}{1 + 1,4 \times 0,414} = 116428,51 \text{ cm}^4$$

### Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{12,91 \times 6,95^2}{10819 \times 167327,77 \times 10^{-5}} = 0,044 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{695}{1000} + 0,5 \text{ cm} = 1,195 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

### III.B.2.2 Escalier type 2 :

#### ➤ Combinaisons de charge et surcharge :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Pour la paillasse : } q_{u1} = (1,35 \times 9,41 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 16,45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier : } q_{u2} = (1,35 \times 7,08 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 13,308 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$\text{Pour la paillasse : } q_{s1} = (9,41 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier : } q_{s2} = (7,08 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 9,58 \text{ KN/ml}$$

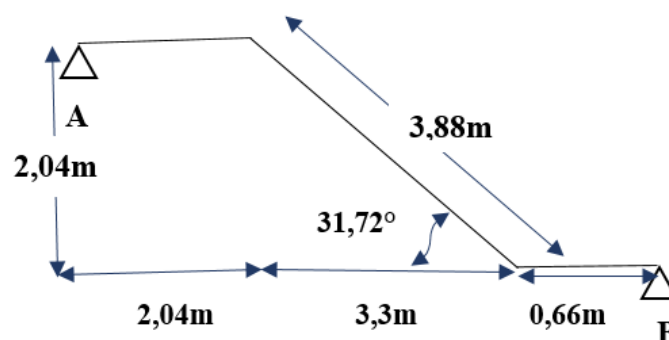


Figure III.49. Dimensions de l'escalier

L'escalier comporte deux volets identiques donc le calcul se fera pour une seule volée seulement :

#### a- Calcul a ELU :

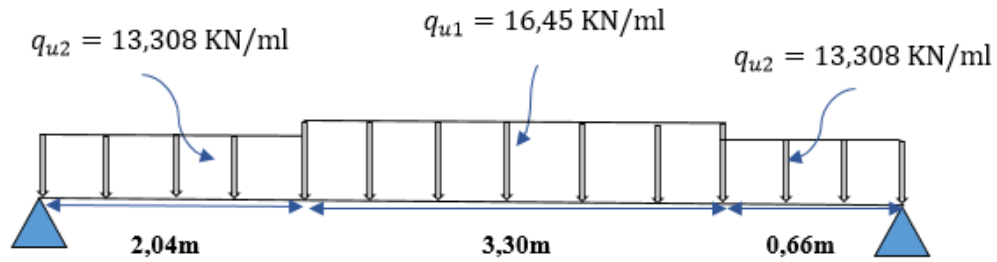


Figure III.50. Schéma statique de l'escalier

**Calcul des moments et efforts tranchant :**

On résume les résultats obtenus par la méthode de calcul RDM dans les diagrammes ci-dessous :

Moment maximal :

$$X = 3,06 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 70,45 \text{ KN.m}$$

Moment corrigé du moment max :

$$\text{Aux appuis : } -0,3 \times 70,45 = -21,135 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } 0,85 \times 70,45 = 59,88 \text{ KN.m}$$

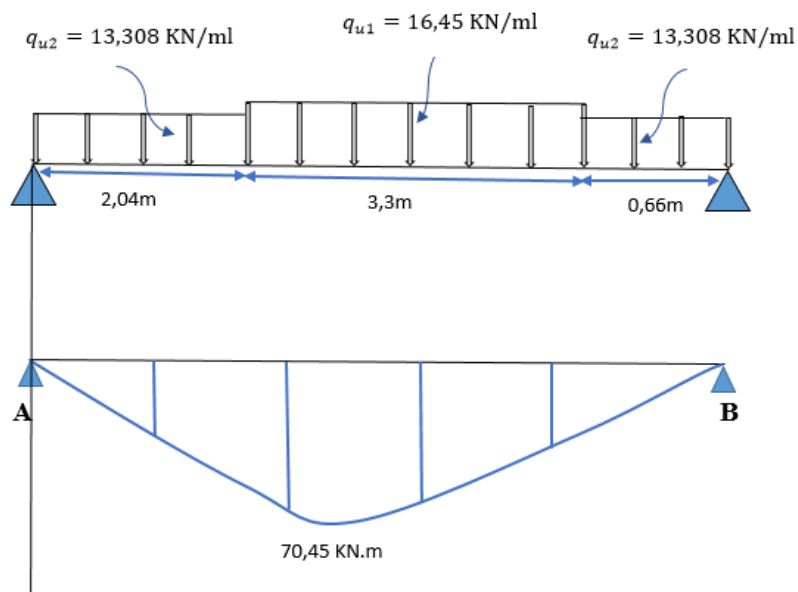


Figure III.51. Diagramme des moments isostatique escalier type 2

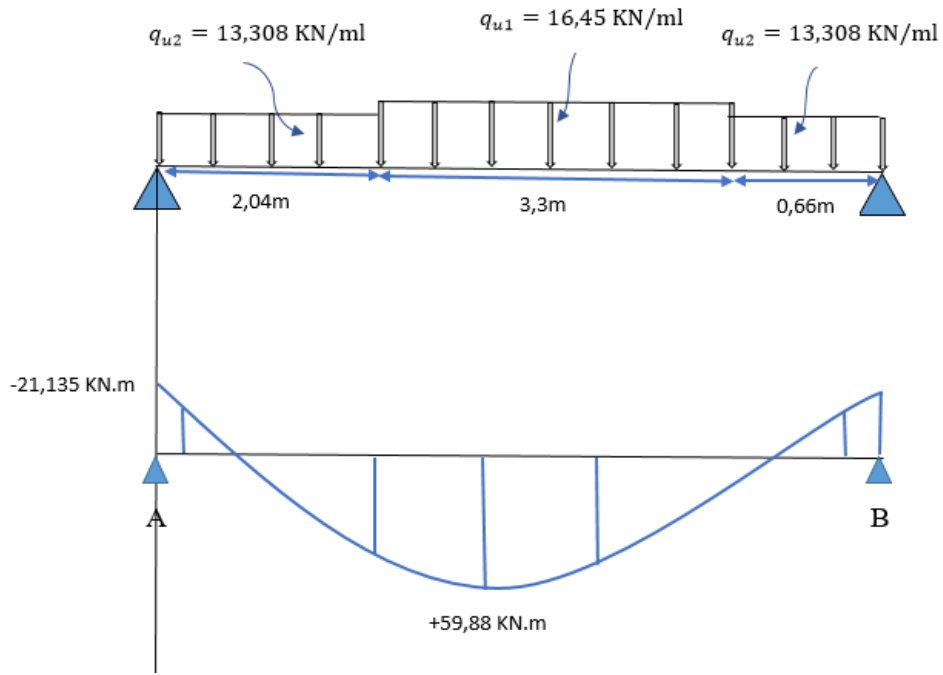


Figure III.52. Diagramme des moments corrigé escalier type 2

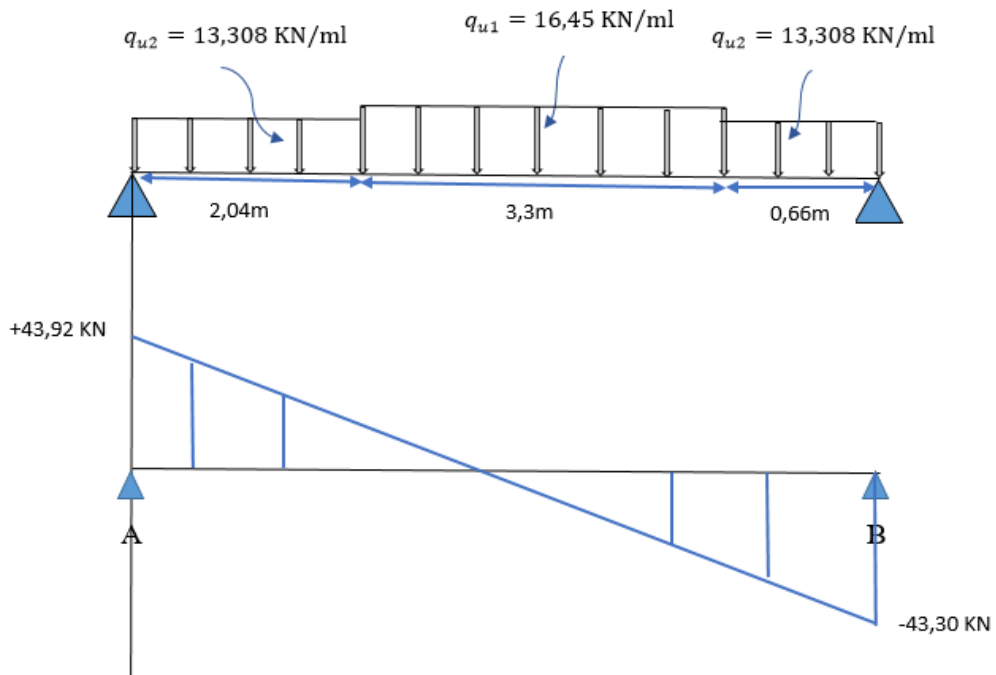


Figure III.53. Diagramme des efforts tranchant escalier type 2

Pour le ferrailage des escaliers Type 2 on adopte le même ferrailage que le type 1.

Donc on adopte :

#### ✚ Aux Appuis :

Armatures principales : 8HA12 avec un espacement  $St= 15$  cm.

Armatures de répartitions : 4HA12 avec un espacement  $St= 25$  cm.

#### ✚ En travée :

Armatures principales : 8HA14 avec un espacement  $St= 20$  cm.

Armatures de répartitions : 4HA12 avec un espacement  $St= 25$  cm.

### III.B.4 Calcul des poutres palières :

#### Escalier Type 1 :

Etant donné que l'escalier a deux volées non identiques, on aura deux poutres palières qui seront brisées partiellement encastree dans les poteaux.

#### ✚ Volée1 :

- On pré-dimensionne la poutre palière par ces formules :

$$\begin{cases} \frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{615}{15} \leq h \leq \frac{615}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 41 \text{ cm} \leq h \leq 62,5 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ On adopte :  $\begin{cases} h = 50 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Vérification des conditions sur RPA [1] :

$$\begin{cases} h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1,66 \leq 4 \end{cases}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées.

Poutre palière aura pour dimensions (30x50) cm<sup>2</sup>.

- Détermination des charges :

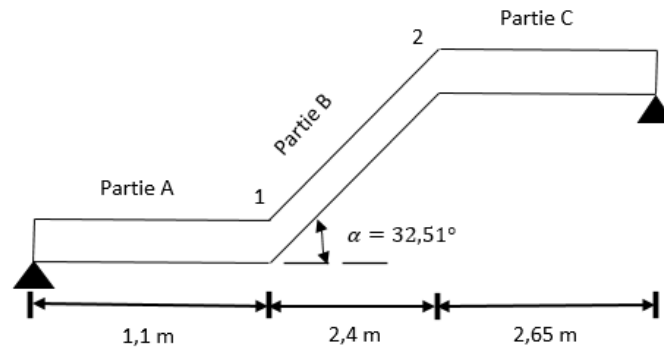


Figure III.54. Schéma de la poutre brisée

**Partie A :**

Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,50 \times 25 = 3,75$  KN/ml

Poids propre du mur :  $(4,08 - 0,50) \times 2,86 = 10,24$  KN/ml

Réaction du palier (ELU) :  $45,65 / 6,15 = 7,42$  KN

Réaction du palier (ELS) :  $32,96 / 6,15 = 5,35$  KN

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

$$q_u = 1,35 G + T_u = 1,35(3,75 + 10,24) + 7,42 = 26,31 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

$$q_s = G + T_s = (3,75 + 10,24) + 5,35 = 19,34 \text{ KN/ml}$$

**Partie B :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0,30 \times 0,50 \times 25 \times \frac{1}{\cos 32,51} = 4,45 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du mur : on aura un chargement trapézoïdal

$$\text{Au point 1 : } (4,08 - 0,50) \times 2,86 = 10,24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au point 2 : } (2,55 - 0,50) \times 2,86 = 5,863 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier (ELU) : 0 KN

Réaction du palier (ELS) : 0 KN

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

**Au point 1**

$$q_{u1} = 1,35 G = 1,35(4,45 + 10,24) = 19,83 \text{ KN/ml}$$

**Au point 2**

$$q_{u2} = 1,35 G = 1,35(4,45 + 5,863) = 13,92 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

**Au point 1**

$$q_s = G = 4,45 + 10,24 = 14,69 \text{ KN/ml}$$

**Au point 2**

$$q_s = G = 4,45 + 5,863 = 10,31 \text{ KN/ml}$$

**Partie C :**

Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,50 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :  $(2,55 - 0,50) \times 2,86 = 5,863 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU) :  $43,73/6,15 = 7,11 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier (ELU) :  $54,92/6,95 = 7,90 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELS) :  $31,55/6,15 = 5,13 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier (ELS) :  $39,72/6,95 = 5,71 \text{ KN/ml}$

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

$$q_u = 1,35 G + T_u + R_e = 1,35(3,75 + 5,863) + 7,11 + 7,90 = 27,98 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

$$q_s = G + T_s + R_e = (3,75 + 5,863) + 5,13 + 5,71 = 20,453 \text{ KN/ml}$$

**a- Calcul des efforts internes :**

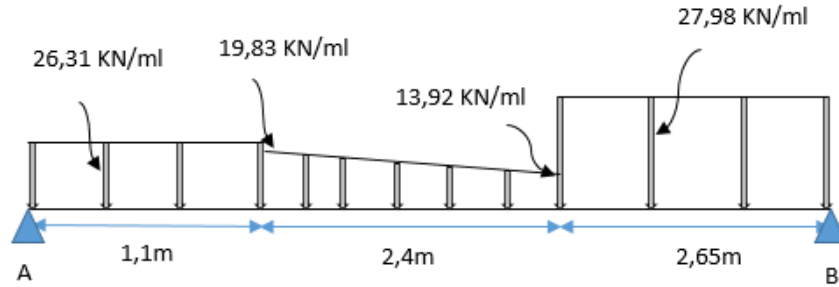


Figure III.55. Schéma statique de la poutre brisée

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F / y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (26,31 \times 1,1) + (13,92 \times 2,4) + \left( \frac{(19,83 - 13,92)}{2} \times 2,4 \right) + (27,98 \times 2,65)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 143,58 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow 6,15R_B = (26,31 \times 1,1 \times 0,55) + (13,92 \times 2,4 \times 2,3) + \left( \frac{(19,83 - 13,92)}{2} \times 2,4 \times 1,9 \right) + (27,98 \times 2,65 \times 4,825)$$

$$R_B = 75,446 \text{ KN}$$

$$R_A = 68,142 \text{ KN}$$

Tronçon	Effort tranchant $T_y$	Moment Fléchissant $M_z$
<p><b>Tronçon 1 :</b></p> <p><math>0 &lt; x &lt; 2,65</math></p>	<p><math>T_y = -R_B + 27,98x</math></p> <p><math>x = 0 \text{ m}</math></p> <p><math>\Rightarrow T_y = -75,446 \text{ KN}</math></p>	<p><math>M_z = R_B \cdot x - 27,98 \cdot \frac{x^2}{2}</math></p> <p><math>x = 0 \text{ m}</math></p> <p><math>\Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}</math></p>

	<b>x = 2,65 m</b> $\Rightarrow T_y = -1,299 \text{ KN}$	<b>x = 2,65 m</b> $\Rightarrow M_z = 101,68 \text{ KN.m}$
<b>Tronçon 2 :</b> $0 < x < 2,4$  Avec : $q_x = 2,46x$	$T_y$ $= -75,446 + 27,98$ $\times 2,65 + 13,92 \cdot x$ $+ \frac{2,46}{2} x^2$ <b>x = 0 m</b> $\Rightarrow T_y = -1,299 \text{ KN}$ <b>x = 2,4 m</b> $\Rightarrow T_y = 39,19 \text{ KN}$	$M_z = -0,41x^3 - 6,96x^2 -$ $1,296x + 101,68$ <b>x = 0 m</b> $\Rightarrow M_z = 101,68 \text{ KN.m}$ <b>x = 2,4 m</b> $\Rightarrow M_z = 52,81 \text{ KN.m}$
<b>Tronçon 3 :</b> $0 < x < 1,1$	$T_y = R_A - 26,31x$ <b>x = 0 m</b> $\Rightarrow T_y = 68,142 \text{ KN}$ <b>x = 1,1 m</b> $\Rightarrow T_y = 39,19 \text{ KN}$	$M_z = R_A \cdot x - 26,31 \cdot \frac{x^2}{2}$ <b>x = 0 m</b> $\Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$ <b>x = 1,1 m</b> $\Rightarrow M_z = 59,81 \text{ KN.m}$

**Moment maximum :**

D'après le tronçon 2 on aura :

$$M_{\max} = 101,74 \text{ KN.m}$$

**Moments Corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 101,74 = -30,52 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 101,74 = 86,48 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant maximum :**

$$T_{\max} = 75,446 \text{ KN}$$

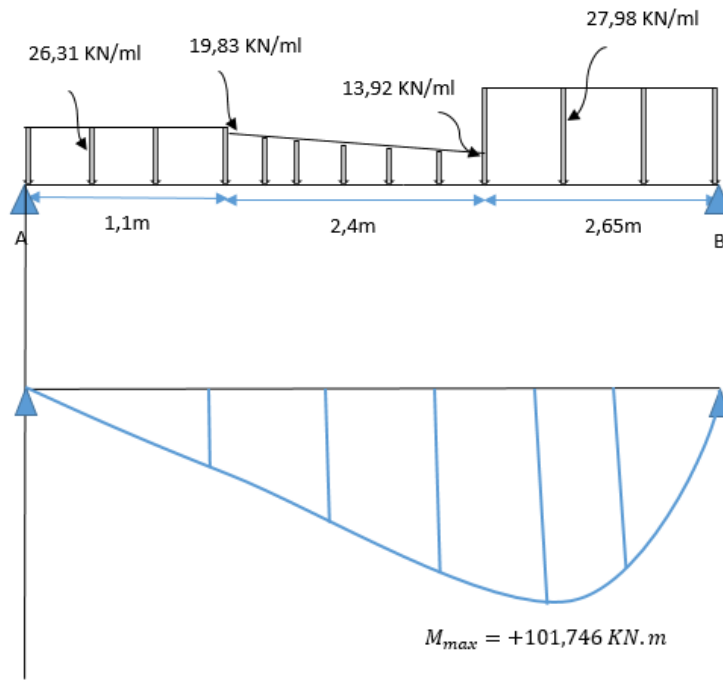


Figure III.56. Diagramme Moment isostatique de la poutre brisée

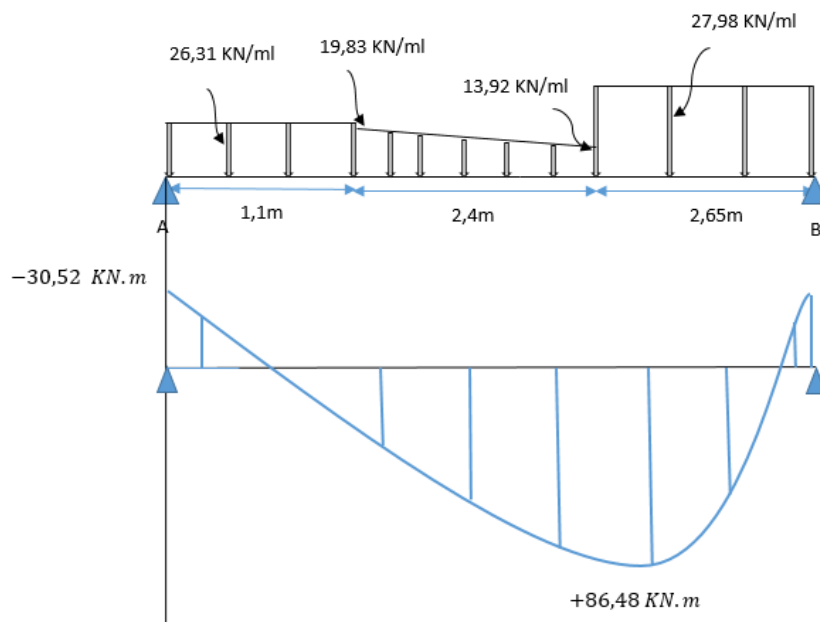


Figure III.57. Diagramme Moments corrigés de la poutre brisée

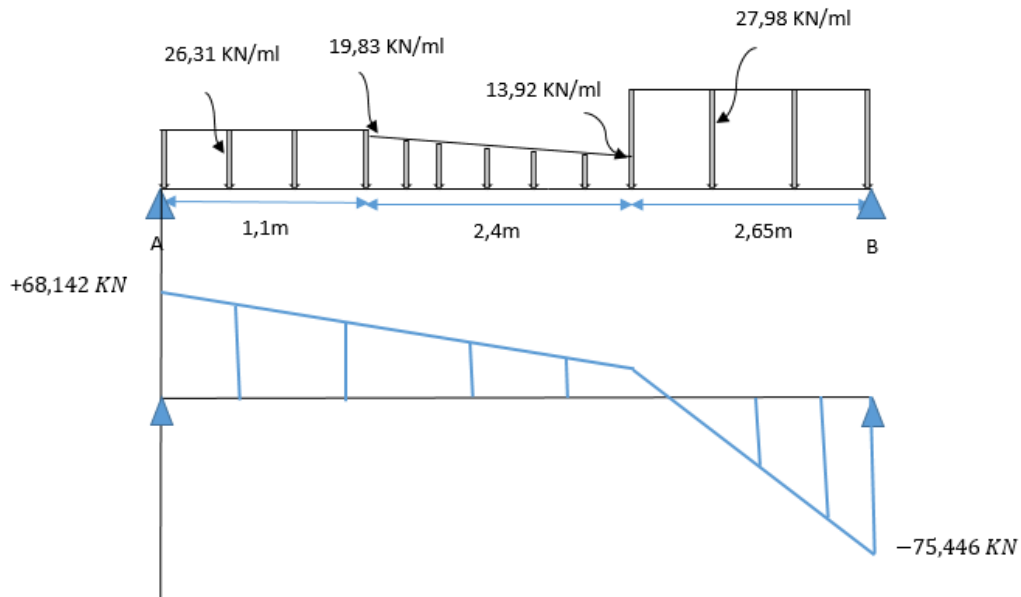


Figure III.58. Diagramme effort tranchant de la poutre brisée

✚ Volée2 :

- On pré-dimensionne la poutre palière par ces formules :

$$\begin{cases} \frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{695}{15} \leq h \leq \frac{695}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 46 \text{ cm} \leq h \leq 69,5 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq b \leq 38,5 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ On adopte :  $\begin{cases} h = 50 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Détermination des charges :

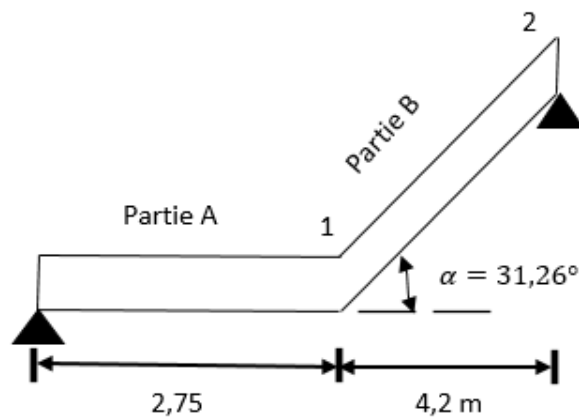


Figure III.59. Schéma de la poutre brisée

Partie A :

Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,50 \times 25 = 3,75$  KN/ml

Poids propre du mur :  $(2,55 - 0,60) \times 2,86 = 5,577$  KN/ml

Réaction du palier (ELU) :  $54,92/6,95 = 7,90$  KN/ml

Réaction du palier (ELS) :  $39,72/6,95 = 5,71$  KN/ml

Réaction de l'escalier (ELU) :  $43,73/6,15 = 7,11$  KN/ml

Réaction de l'escalier (ELS) :  $31,55/6,15 = 5,13$  KN/ml

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

$$q_u = 1,35 G + T_u + R_e = 1,35(3,75 + 5,577) + 7,90 + 7,11 = 27,60 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

$$q_s = G + T_s + R_e = (3,75 + 5,577) + 5,71 + 5,13 = 20,167 \text{ KN/ml}$$

**Partie B :**

Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,50 \times 25 \times \frac{1}{\cos 31,26} = 4,38$  KN/ml

Poids propre du mur : on aura un chargement trapézoïdal

$$\text{Au point 1 : } (2,55 - 0,60) \times 2,86 = 5,577 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Au point 2 : } = 0 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier (ELU) : **Au point 2 :**  $60,15/6,95 = 8,65$  KN/ml

Réaction du palier (ELS) : **Au point 2 :**  $43,6/6,95 = 6,27$  KN/ml

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

**Au point 1**

$$q_{u1} = 1,35 G = 1,35(4,38 + 5,577) = 13,44 \text{ KN/ml}$$

**Au point 2**

$$q_{u2} = 1,35 G + T_u = 1,35(4,38) + 8,65 = 14,563 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

**Au point 1**

$$q_s = G = 4,38 + 5,577 = 9,957 \text{ KN/ml}$$

**Au point 2**

$$q_s = G + T_s = 4,38 + 6,27 = 10,65 \text{ KN/ml}$$

**a- Calcul des efforts internes :**

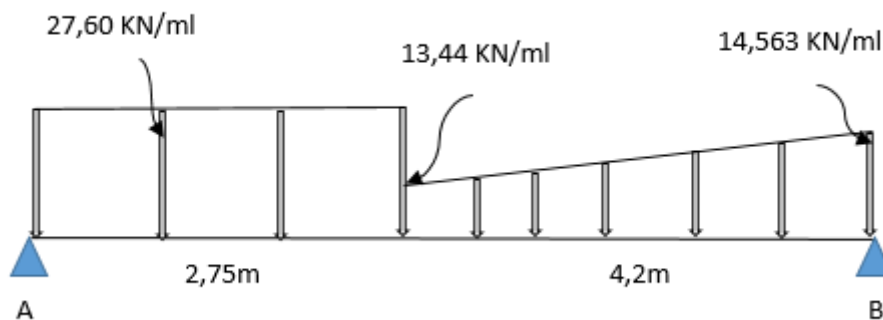


Figure III.60. Schéma statique de la poutre brisée

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (27,60 \times 2,75) + (13,44 \times 4,2) + \left( \frac{(14,563 - 13,44)}{2} \times 4,2 \right)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 134,70 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow 6,95R_B = (27,60 \times 2,75 \times 1,375) + (13,44 \times 4,2 \times 4,85) + (2,358 \times 5,55)$$

$$R_B = 56,29 \text{ KN}$$

$$R_A = 78,40 \text{ KN}$$

Tronçon	Effort tranchant $T_y$	Moment Fléchissant $M_z$
<b>Tronçon 1 :</b> $0 < x < 2,75$	$T_y = R_A - 27,60x$ <b><math>x = 0 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow T_y = 78,40 \text{ KN}$ <b><math>x = 2,75 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow T_y = 2,5 \text{ KN}$	$M_z = R_A \cdot x - 27,60 \cdot \frac{x^2}{2}$ <b><math>x = 0 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$ <b><math>x = 2,75 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow M_z = 111,23 \text{ KN.m}$
<b>Tronçon 2 :</b> $0 < x < 4,2$ <b>Avec : <math>q_x = 0,267 x</math></b>	$T_y$ $= R_A - 27,60$ $\times 2,75 - 13,44 \cdot x$ $- \frac{0,267}{2} x^2$ <b><math>x = 0 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow T_y = 2,5 \text{ KN}$ <b><math>x = 4,2 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow T_y = -56,30 \text{ KN}$	<b><math>x = 0 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow M_z = 111,23 \text{ KN.m}$ <b><math>x = 4,2 \text{ m}</math></b> $\Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

**Moment maximum :**

D'après le tronçon 2 on aura :

$$M_{\max} = 111,514 \text{ KN.m}$$

**Moments Corrigés :**

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 111,514 = -33,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 111,514 = 94,78 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant maximum :**

$$T_{\max} = 78,415 \text{ KN}$$

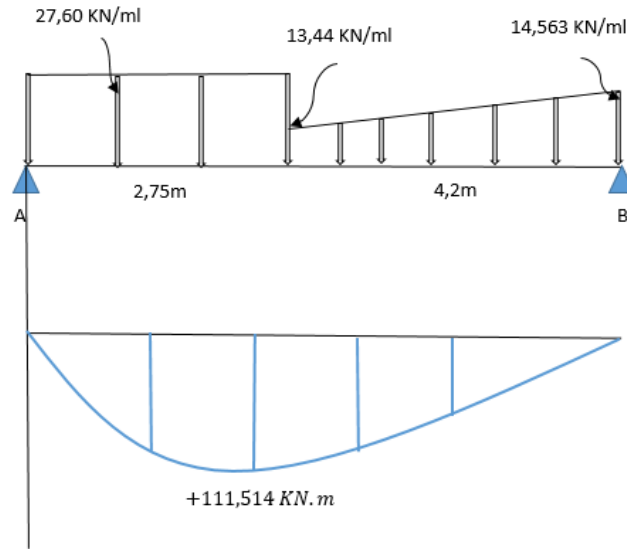


Figure III.61. Diagramme Moment isostatique de la poutre brisée

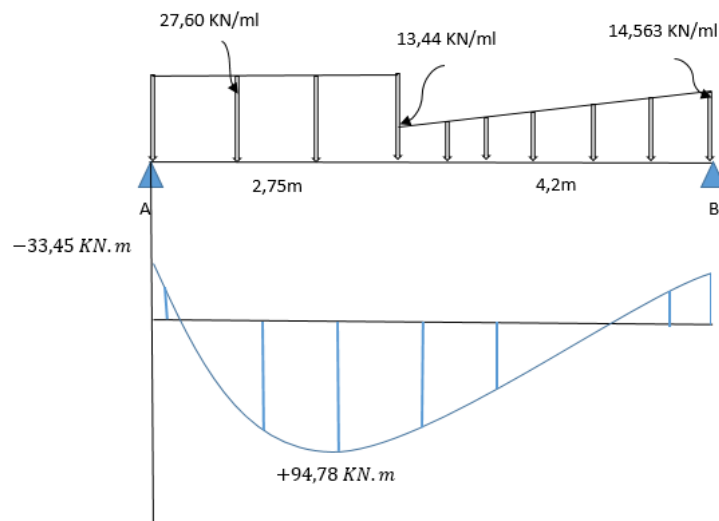


Figure III.62. Diagramme Moments corrigés de la poutre brisée

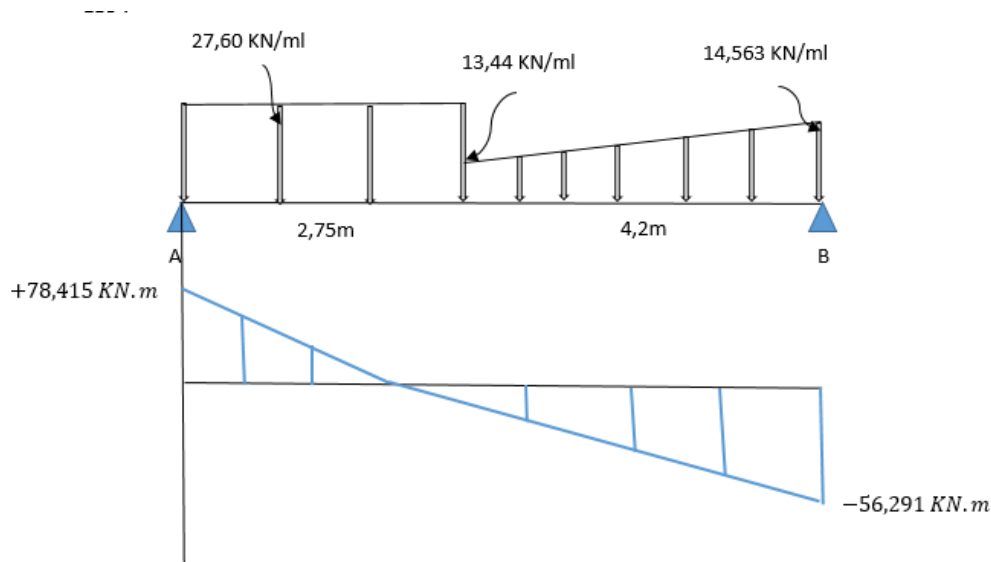


Figure III.63. Diagramme effort tranchant de la poutre brisée

### b- Ferrailage ELU :

Les efforts internes de la poutre brisée de la volée 2 sont supérieur à ceux de la volée 1 donc le ferrailage se fera avec le cas le plus défavorable.

- **Armatures en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{94,78 \times 10^3}{30 \times 48^2 \times 14,2} = 0,096 < \mu_r = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,096 \rightarrow \beta = 0,949$$

Lorsque la section est simplement armée donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{94,78 \times 10^3}{0,949 \times 48 \times 348} = 5,97 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 3H16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

- **Armatures aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,45 \times 10^3}{30 \times 48^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{33,45 \times 10^3}{0,983 \times 48 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

### c- Vérification a ELU :

- Condition de non fragilité :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1

En travée :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 48 \times 2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > 1,74 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Aux appuis :

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.211

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) F.P.P$$

$$\tau_u = \frac{78,415 \times 10}{30 \times 48} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 0,544 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.3 :

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,48 \times 0,30 \times 10^3$$

$$T_{max} = 78,415 \text{ KN} \leq 864 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{78,415 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 2,25 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{78,415 \times 10^3}{0,9 \times 480 \times 3\pi 16} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,2 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement)}$$

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 60 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 24 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 24 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversal :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_a; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{500}{35}; 12; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 12; 30)$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de HA10

- **Espacement max des armatures transversales :**

$$S_{tmax} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 48 ; 40 \text{ cm}) = \min(43,2 ; 40) = 43,2 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures transversales exigé par RPA 2003[1](Art 7.5.2.2) :**

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_a; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right) = \min(12,5 ; 19,2 ; 30)$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = \left(\frac{50}{2}\right) = 25 \text{ cm}$$

#### d- Calcul des efforts internes a ELS :

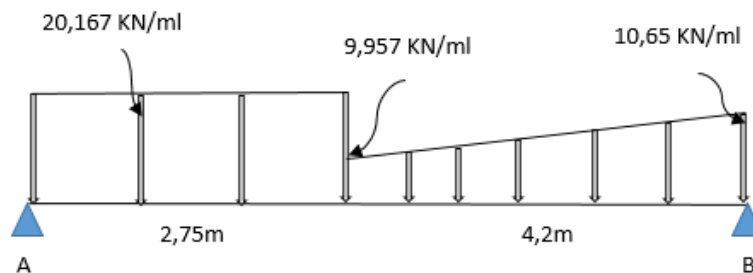


Figure III.64. Schéma statique de la poutre brisée (ELS)

D'après le calcul par la méthode RDM on aura les résultats suivants :

**Moment maximum :**

$$M_{max} = 81,831 \text{ KN.m}$$

**Moments corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times 81,831 = -24,54 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 81,831 = 69,55 \text{ KN.m}$$

Les résultats seront résumés dans les diagrammes suivants :

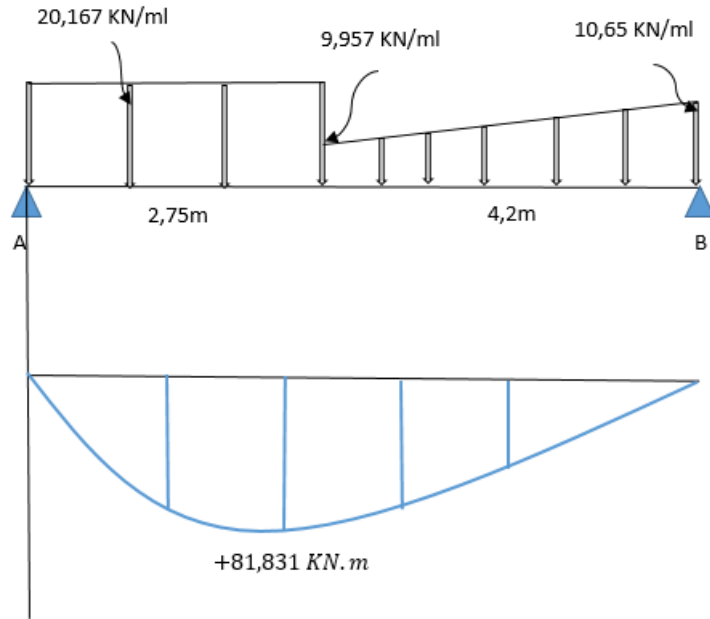


Figure III.65. Moment isostatique de la poutre brisée (ELS)

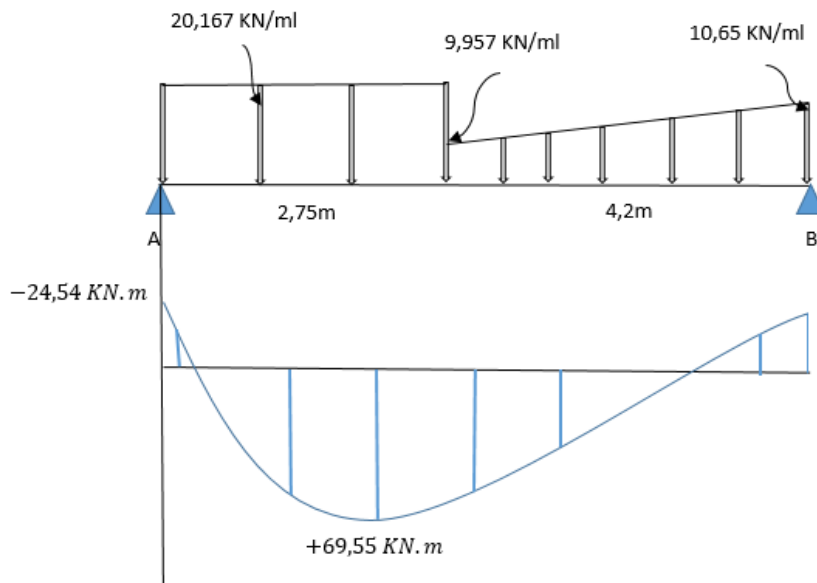


Figure III.66. Moments corrigés de la poutre brisée (ELS)

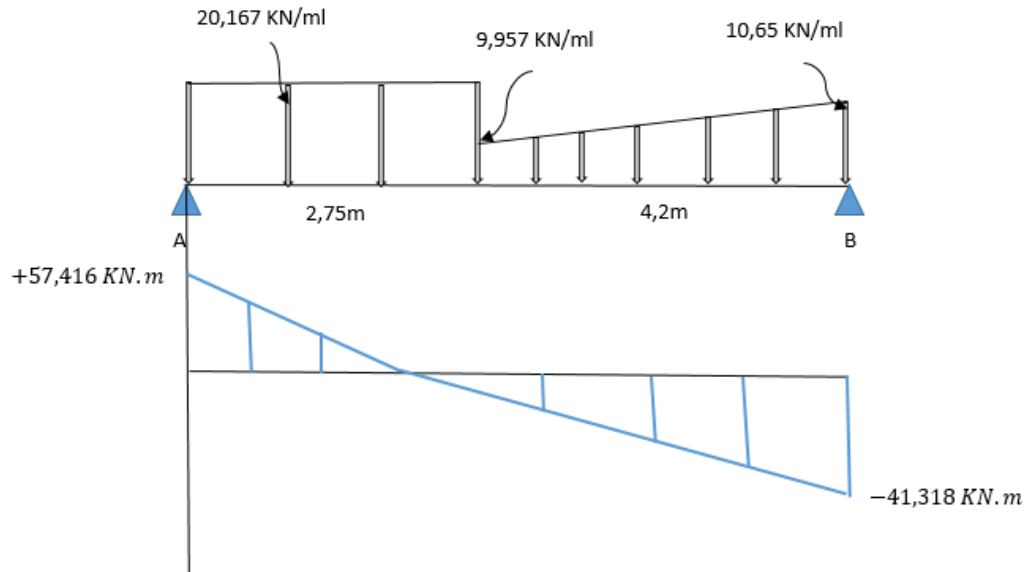


Figure III.67. Efforts tranchant de la poutre brisée (ELS)

**e- Vérification a ELS :**

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.3 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 48} = 0,418$$

$$\beta = 0,901 ; K_1 = 35,50$$

$$\sigma_s = \frac{69,55 \times 10^3}{0,901 \times 48 \times 6,03} = 266,69 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348$$

⇒ Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{266,69}{35,50} = 7,51 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

⇒ Condition vérifiée

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 48} = 0,235$$

$$\beta = 0,922 ; K_1 = 49,10$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{24,54 \times 10^3}{0,922 \times 48 \times 3,39} = 163,56 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348$$

⇒ Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{163,56}{49,10} = 3,33 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

⇒ Condition vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/B.6.5.2 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{695} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{69,55}{10 \times 121,76} = 0,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,03}{30 \times 48} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

**Récapitulatif :**

Pour la poutre palière on adopte le ferrailage suivant :

✚ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA16

Aux appuis : 3HA12

✚ **Armatures transversales :**

Cadre + étrier HA10

**Escalier Type 2 :**

La poutre palière est une poutre rectangulaire encadrée entre deux poteaux, elle se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier qui sera soumise à son poids propre et au poids du mur qu'elle supporte ainsi que la réaction du palier.

- **On pré-dimensionne la poutre palière par ces formules :**

$$\begin{cases} \frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 25,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification des conditions sur RPA[1] :**

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \end{cases}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées.

Poutre palière aura pour dimensions (25x35) cm<sup>2</sup>.

- **Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :  $(2,04 - 0,40) \times 2,86 = 4,69 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU) :  $43,92/3,60 = 12,2 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELS) :  $31,70/3,60 = 8,805 \text{ KN}$

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

$$q_u = 1,35 G + T_u = 1,35(2,187 + 4,69) + 12,2 = 21,48 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

$$q_s = G + T_s = (2,187 + 4,69) + 8,805 = 15,68 \text{ KN/ml}$$

**a- Calcul des efforts internes a ELU :**

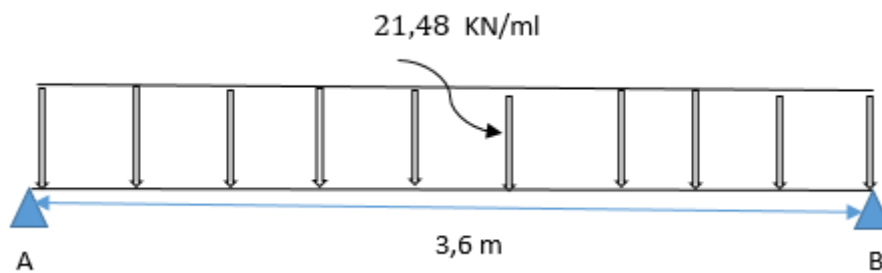


Figure III.68. Schéma statique de la poutre palière

**Moment isostatique :**

$$M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{21,48 \times 3,6^2}{8} = 34,79 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21,48 \times 3,6}{2} = 38,66 \text{ KN}$$

**Moments corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 34,79 = -10,437 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 34,79 = 29,57 \text{ KN.m}$$

Les résultats seront résumés dans les diagrammes suivants :

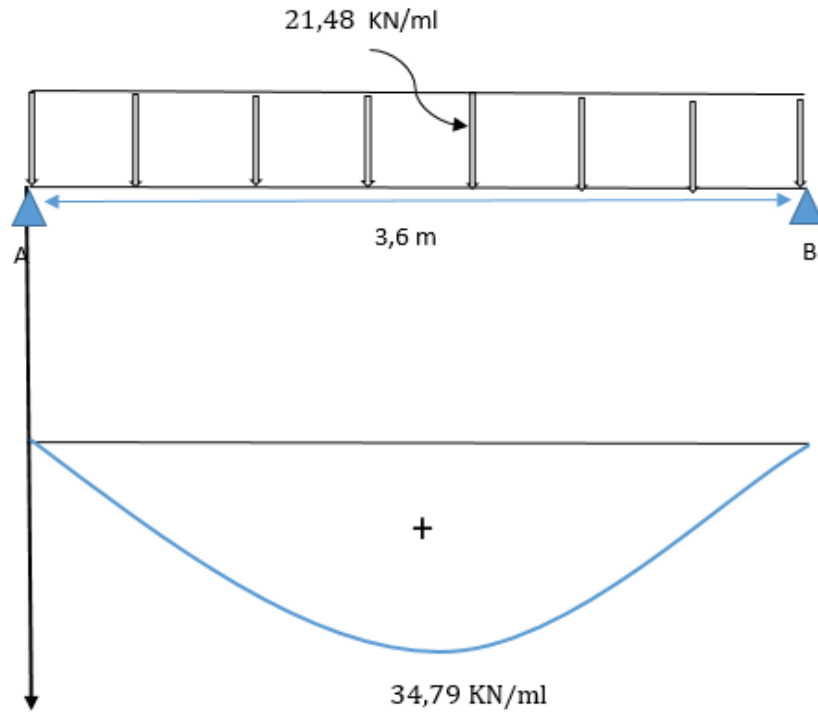


Figure III.69. Moment isostatique de la poutre palière

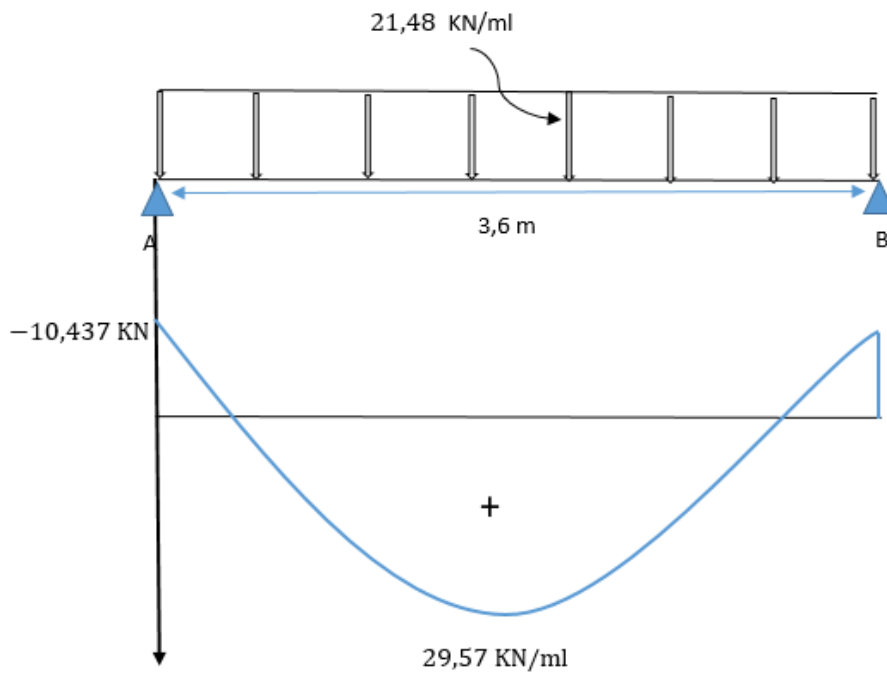


Figure III.70. Moments corrigés de la poutre palière

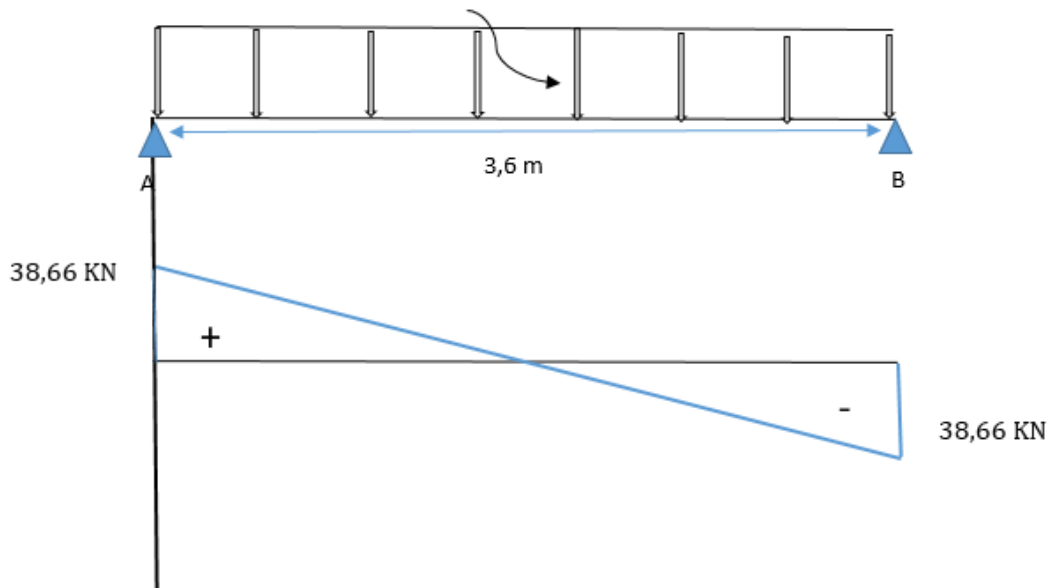


Figure III.71. Efforts tranchant de la poutre palière

**b- Ferrailage ELU :**• **Armatures en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,57 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,076 < \mu_r = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,076 \rightarrow \beta = 0,960$$

Lorsque la section est simplement armée donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29,57 \times 10^3}{0,960 \times 33 \times 348} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 3HA14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

• **Armatures aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,437 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,437 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 0,92 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA12= 3,39 m<sup>2</sup>

**c- Vérification a ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1**

**En travée :**

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,996 \text{ cm}^2$$

⇒ **Condition vérifiée**

**Aux appuis :**

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.211**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{38,66 \times 10}{25 \times 33} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 0,468 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.3 :**

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,25 \times 10^3$$

$$T_{max} = 38,66 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{38,66 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 1,11 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{38,66 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 3\pi 12} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,15 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement)}$$

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversal :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_a; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{350}{35}; 14; \frac{250}{10}\right) = \min(10; 14; 25)$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de HA8

- **Espacement max des armatures transversales :**

$$S_{t_{\max}} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 33; 40 \text{ cm}) = \min(29,7; 40) = 29,7 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures transversales exigé par RPA 2003[1](Art 7.5.2.2) :**

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_a; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = \min(8,75; 16,8; 30)$$

$$S_t = 8,75 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = \left(\frac{35}{2}\right) = 17,5 \text{ cm}$$

**d- Calcul des efforts internes a ELS :**

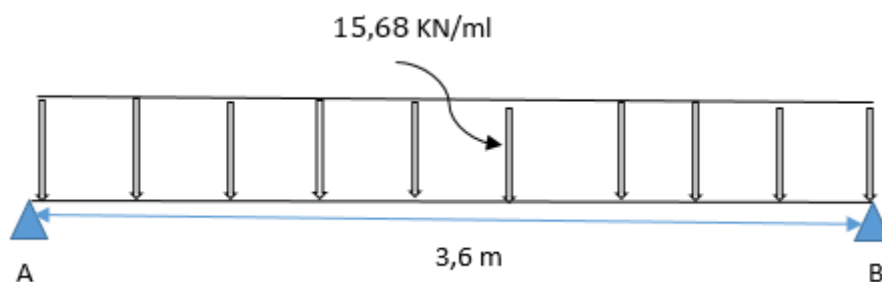


Figure III.72. Schéma statique de la poutre palière(ELS)

**Moment isostatique :**

$$M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{15,68 \times 3,6^2}{8} = 25,40 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_s^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,68 \times 3,6}{2} = 28,22 \text{ KN}$$

**Moments corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 25,40 = -7,62 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 25,40 = 21,59 \text{ KN.m}$$

Les résultats seront résumés dans les diagrammes suivants :

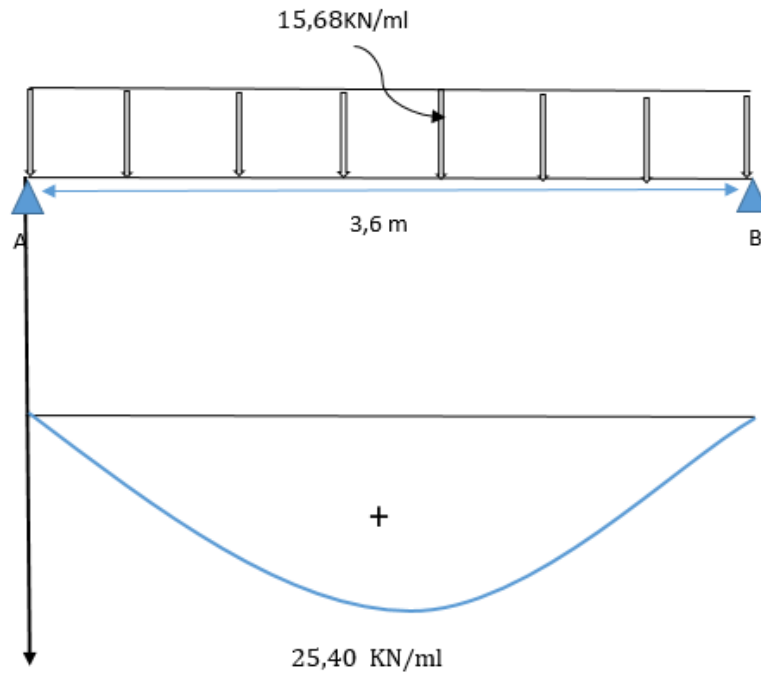


Figure III.73. Moment isostatique de la poutre palière(ELS)

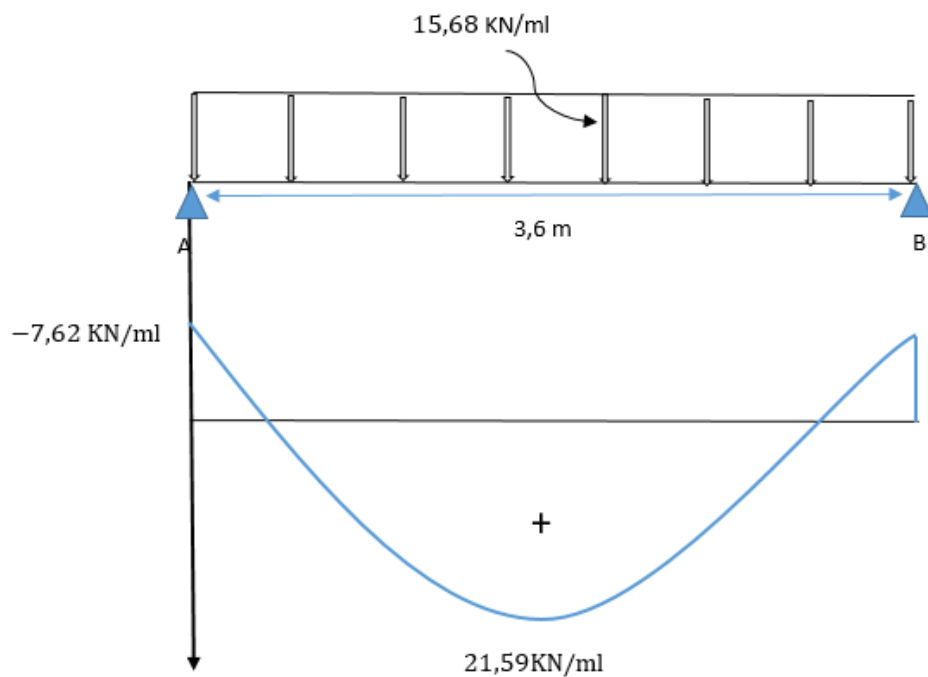


Figure III.74. Moments corrigés de la poutre palière(ELS)

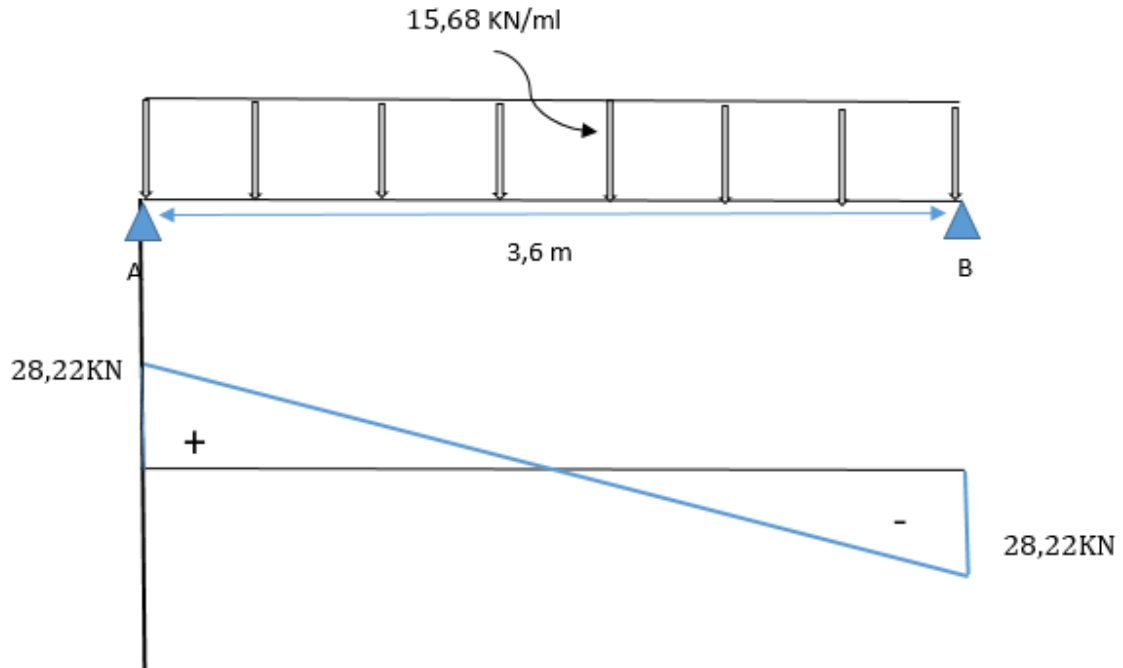


Figure III.75. Efforts tranchant de la poutre palière(ELS)

**e- Vérification a ELS :**

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.3 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$  :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,56$$

$$\beta = 0,888 ; K_1 = 29,64$$

$$\sigma_s = \frac{21,59 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 4,62} = 159,47 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{159,47}{29,64} = 5,38 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410$$

$$\beta = 0,902 ; K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{7,62 \times 10^3}{0,902 \times 33 \times 3,39} = 75,51 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{75,51}{36,02} = 2,09 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.5.2 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{360} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21,59}{10 \times 25,4} = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

**Récapitulatif :**

Pour la poutre palière on adopte le ferrailage suivant :

- ✚ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA14

Aux appuis : 3HA12

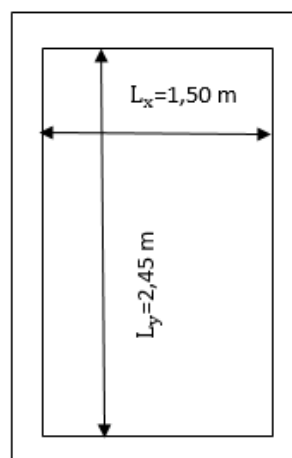
- ✚ **Armatures transversales :** Cadre +EtrierHA8

### III.B.5 Calcul de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil de déplacement vertical, qui assure le transport des personnes et des objets d'un étage à un autre en toute sécurité.

Dans notre ouvrage nous disposons d'une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ( $v=1\text{m/s}$ ), avec une dalle pleine en BA de dimensions  $(1,50 \times 2,45)\text{ m}^2$ , qui sera soumise à une charge localisé du panneau de 9 tonnes.

#### 1- Pré dimensionnement de la dalle :



- **Epaisseur de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{2,45} = 0,6$$

$0,4 \leq \rho = 0,61 \leq 1 \rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens.

$$\Rightarrow e_p \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow e_p \geq \frac{150}{30} \Rightarrow e_p \geq 5\text{ cm}$$

- **Résistance au feu :**

Pour trois heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 12 cm.

- **Isolation acoustique :**

D'après le (CBA 93 [2]/A3.1.2) :

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e_p \Rightarrow e_p = \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0,14\text{ m}$$

Pour une bonne isolation acoustique on exige que :  $e_p \geq 14 \text{ cm}$

⇒ Les dimensions de l'ascenseur sont prises afin d'assurer une bonne protection contre le feu et une bonne isolation phonique, pour cela nous prenons l'épaisseur de la dalle machine égale à 20 cm.

## 2- Calcul des sollicitations :

### + Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu = 0 \rightarrow \text{ELU}$ )

- **Calcul de U et V :**

On a:

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

- U, V : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45 ° dans e béton.
- Epaisseur de la dalle ( $h_0 = 20 \text{ cm}$ ).
- Epaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).
- $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  (coté du rectangle dans lequel la charge q est concentré).

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{110}{150} = 0,7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{110}{245} = 0,4 \end{cases}$$

A partir du tableau de Pigeaud on obtient les moments  $M_1$  et  $M_2$  pour ( $\rho = 0,6$ ) :

$$\Rightarrow M_1 = 0,100 \text{ et } M_2 = 0,050$$

- **Calcul de  $P_u$ :**

On a :  $q_u = 9t = 90\text{KN}$

$$P_u = 1.35 \times q_u = 1.35 \times 90 = 121,5\text{KN}$$

$$M_{x1} = P_u(M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121,5 \times 0.100 = 12,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u(\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 121,5 \times 0.050 = 6,075 \text{ KN.m}$$

**✚ moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

A partir de l'abaque de Pigeaud :

$$\text{pour: } \rho = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

- **calcul du poids de la dalle :**

$$G_d = \gamma_b \times h_0 = (25 \times 0,20)1\text{ml} = 5 \text{ KN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

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

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,0812 \times 8,25 \times (1,50)^2 = 1,51\text{KN.m} \\ M_{y2} = 0,305 \times 1,51 = 0,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**✚ Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,15 + 1,51 = 13,66 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,075 + 0,46 = 6,535 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**✚ Les moments fléchissant :**

➤ En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 13,66 = 11,611 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 6,535 = 5,55\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 13,66 = -4,098\text{KN.m} \\ M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 6,535 = -1,96\text{KN.m} \end{cases}$$

**a- Ferrailage a ELU :**

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$

**Tableau III.20. Récapitulatif du ferrailage a ELU de l'ascenseur**

Zone	Sens	$M_u(\text{KN. m})$	$\mu$	$\beta$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
En travée	X-X	11,611	0,025	0,9785	1,88	4HA10=3,14	25
Sur appuis	X-X	4,098	0,009	0,9955	0,658	4HA10=3,14	25
En travée	Y-Y	5,55	0,012	0,994	0,891	4HA10=3,14	25
Sur appuis	Y-Y	1,96	0,004	0,998	0,313	4HA10=3,14	25

**b- Vérification a ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99[3]) :**

Cette condition donne la section minimale des armatures tendues avec  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

• **Armatures principales (suivant X-X) :**

$$A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} bh$$

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \times \frac{3-0,6}{2} \times 100 \times 20 = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures secondaire (suivant Y-Y) :**

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_{\min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}^y = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximal des barres**

On doit vérifier que :

$$\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\max} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres**

• **Armatures principales (suivant X-X) :**

$$S_{tmax} = 25\text{cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures secondaire (suivant y-y) :**

$$S_{tmax} = 25 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99[3])**

La force résistante au poinçonnement est vérifiée grâce à cette formule qui tient compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$Q_u$ : Charge de calcul à l'ELU.

$h$ : Épaisseur total de la dalle.

$U_c$ : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen qu'on calcul avec la formule suivante :

$$U_c = 2(U + V) = 2 \times (1,10 + 1,10) = 4,4 \text{ m.}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4,4 \times 0,20 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.  $\rightarrow$ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{121,5}{2 \times 1,10 + 1,10} = 36,82 \text{ KN}$$

- Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121,5}{3 \times 1,10} = 36,82 \text{ KN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{36,82 \times 10^3}{1000 \times 180} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1,5}$$

$$\tau_u = 0,204 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### c- Calcul a ELS :

#### ✚ Calcul des moments au centre du panneau :

$\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu = 0,2 \rightarrow$  ELS)

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{x1} = P_S(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,100 + 0,2 \times 0,050) = 9,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_S(\nu M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,100 + 0,050) = 6,3 \text{ KN.m}$$

#### **✚ moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

#### • **Combinaison de charge :**

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,0812 \times 6 \times (1,50)^2 = 1,096 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,305 \times 1,0962 = 0,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### **✚ Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,9 + 1,096 = 10,996 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,3 + 0,33 = 6,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### **✚ Les moments fléchissant :**

➤ En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,996 = 9,35 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 6,63 = 5,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Aux appuis

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 10,996 = -3,3 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 6,63 = -1,989 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### **d- Vérification a ELS :**

➤ **Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

#### • **Sens X-X :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

Nous calculons d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\beta = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{9,235 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 175,31 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{175,31}{58,53} = 2,995 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\beta = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{3,3 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 62,64 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{62,64}{58,53} = 1,07 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

### En travée :

$$\beta = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{5,63 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 106,87 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{106,87}{58,53} = 1,83 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Sur appuis :

$$\beta = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{1,989 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 37,76 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{37,76}{58,53} = 0,645 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.7.5):**

Dans le cas d'une dalle appuyée sur 4 appuis, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = 0,13 \geq \frac{M_x}{20 \times M_0} = \frac{9,35}{20 \times 10,996} = 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les trois conditions étant vérifiées, donc il n'y'a pas lieu de calculer la flèche.

**Récapitulatif :**

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

✚ **Sens x-x**

En travée : 4HA10 ; avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

En appui : 4HA10 ; avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ .

✚ **Sens y-y**

En travée : 4HA10 ; avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ .

En appui : 4HA10 ; avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ .

**BLOC C :****III.C.1 Calcul des planchers :****III.B.1.1.1Après coulage de la dalle de compression :****✚ Dimensionnement de la poutrelle :**

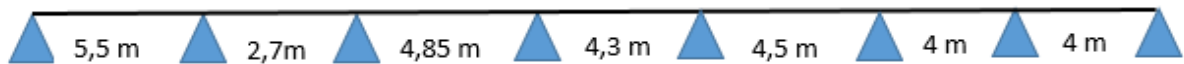
Les poutrelles sont des sections en T avec les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h = 24cm \\ h_0 = 4cm \\ b_0 = 12cm \end{cases}$$

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

**✚ Différents types de plancher :**

Type 1 : RDC



Type 2 : RDC + étage 1 et 2



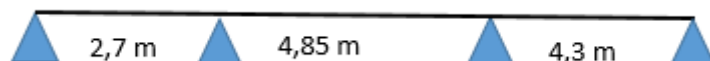
Type 3 : RDC



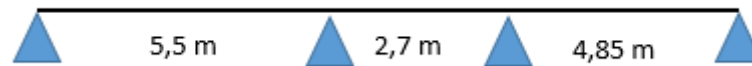
Type 4 : RDC



Type 5 : étage 1 et 2



Type 6 : Terrasse



### ✚ Calcul des efforts internes :

#### 1- Choix de la méthode :

- Méthode forfaitaire :

Conditions d'applications de la méthode forfaitaire fixés par le (BAEL 91 [3] /Article B.6.2.210) :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$

Pour le plancher RDC et étage 1 :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,84 \text{ KN/m}^2$

$4 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5,84) \rightarrow 4 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 11,68 \text{ KN/m}^2)$

Pour le plancher étage 2 :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; G = 5,84 \text{ KN/m}^2$

$2,5 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5,84) \rightarrow 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 11,68 \text{ KN/m}^2)$

Pour le plancher terrasse :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 ; G = 6,38 \text{ KN/m}^2$

$1 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 6,38) \rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 12,76 \text{ KN/m}^2)$

⇒ **La condition est vérifiée pour les planchers.**

- Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les même dans les différentes travées en continuité. ⇒ **La condition n'est pas vérifiée.**

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$L_i = L_{i+1} = 4,35 \text{ m} \rightarrow 0,8 \leq \frac{5,5}{2,7} = 2,03 \leq 1,25 \Rightarrow$  **La condition est non vérifiée.**

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable. ⇒ **La condition est vérifiée.**

2 conditions n'étant pas vérifié donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc nous optons pour la méthode des trois moments.

#### 2- Ferraillage des poutrelles :

- **Rez-de-chaussée et étage 1 :**

## a- Combinaison des charges a ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,84 + 1,5 \times 4) \times 0,65 = 9,025 \text{ KN/m}$$

**Remarque :**

Le chargement appliqué au plancher RDC+E1 du bloc C et celui appliqué au plancher étage courant du bloc B est le même. Donc les sections d'armatures seront les mêmes.

Et les efforts internes obtenus dans ce bloc :

**Moment maximum en travée :**  $M_{\max}^t = 13,68 \text{ KN.m}$

**Moment maximum aux appuis :**  $M_{\max}^a = 26,70 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{\max}^a = 27,01 \text{ KN}$

**Récapitulatif :**

Pour le plancher RDC et étage 1 le ferrailage sera comme suit :

✚ Pour les armatures longitudinales :

En travée : 3HA10

En appuis : 3HA14

✚ Pour les armatures transversales :

1 étrier de diamètre 8.

## ➤ Etage 2 :

## a- Combinaison des charges a ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 5,84 + 1,5 \times 2,5) \times 0,65 = 7,56 \text{ KN/m}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivant :

**Type 2:**

Tableau III.21. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELU

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées (KN.m)
	(KN)			
A	0	22,65	22,39	11,47
B	-19,01	11,19	12,38	-4,17
				9,86
C	-9,26	17,28	9,77	5,03
				10,03
D	-19,46	17,45	15,05	
E	-15,12	0	10,03	

Type 5 :

Tableau III.22. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELU

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées
	(KN)			
A	0	4,94	0,96	1,08
B	11,13	14,02	9,31	7,18
				4,04
C	14,86	13,56	11,35	
D	12,05	0	8,11	

Moment maximum en travée :  $M_{\max}^t = 11,47 \text{ KN.m}$ Moment maximum aux appuis :  $M_{\max}^a = 22,39 \text{ KN.m}$ Efforts tranchant maximum aux appuis :  $T_{\max}^a = 22,65 \text{ KN}$ 

b- Ferrailage a ELU :

- **Armatures en travée :**

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_0 = 73,84 \text{ KN.m} > M_{max}^t = 11,47 \text{ KN.m}$$

⇒ Puisque  $M_0 > M_{max}^t$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) avec :  $b=65\text{cm}$  ;  $h=24\text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,47 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392$$

→ ( *Section Simplement Armé SSA* )

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,47 \times 10^3}{0,987 \times 22 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>

- **Armatures aux appuis :**

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left( 0,22 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_0 = 73,84 \text{ KN.m} > M_{max}^a = 22,39 \text{ KN.m}$$

⇒ Puisque  $M_0 > M_{max}^a$  donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) avec :  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=24\text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{22,39 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,2} = 0,27 < 0,392$$

→ ( *Section Simplement Armé SSA* )

$$\mu_b = 0,27 \rightarrow \beta = 0,839$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22,39 \times 10^3}{0,839 \times 22 \times 348} = 3,48 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 2HA12+1HA14 = 3,8 cm<sup>2</sup>

- **Armatures transversales :**

D'après le **BAEL91modifié99[3]/A7.2.2** : le diamètre des poutres transversales est donné :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{24}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\right)$$

$$\phi_t \leq 0,685$$

On adopte aux armatures transversales des étriers  $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des cadres :**

D'après le **BAEL91modifié99[3]/A5.1.22** : L'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme est :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 22; 40\text{cm}) = \min(19,8\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 19,8 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 16\text{cm}$

D'où les sections adoptées pour :

**Les armatures en travée :**  $3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

**Les armatures aux appuis :**  $2\text{HA}12+1\text{HA}14 = 3,8 \text{ cm}^2$

**Les armatures transversales :**  $2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

**c- Vérification a ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1** : Une section est considérée comme étant non fragile si elle est tendue avec une sollicitation qui provoque la fissuration du béton et qui entraîne une contrainte pouvant dépasser la limite d'élasticité des aciers.

**En travée :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22 \times 2,1}{400} = 1,726\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,726 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 22 \times 2,1}{400} = 0,382 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,8 \text{ cm}^2 > 0,382 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.1**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{22,65 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,857 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 0,857 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3** : Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, alors il faut vérifier que la contrainte d'adhérence de l'appui le plus sollicité ( $\tau_{se}$ ) soit inférieur à la valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armateurs ( $\bar{\tau}_{se}$ )

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{22,65 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 1\pi 14} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 2,60 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée** (pas de risque d'entraînement des barres)

- **Longueur de scellement droit :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22** :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 19,752 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.313** :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 22 \times 12 \times 10^{-1}$$

$$T_{\max} = 22,65 \text{ KN} \leq 216 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures d'acier :**

### Appui intermédiaire :

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.321** :

Si le moment ultime :  $M_u > 0,9 \times T_u \times d$  donc les armatures calculées sont suffisantes, dans le cas contraire on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures.

$$M_u = 11,47 \text{ KN.m} > 0,9 \times 27,01 \times 0,22 = 5,35 \text{ KN.m}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

### Appui de rive :

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.312** :

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{22,65 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,8 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0,65 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.322 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22,65 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 220} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 \times 25}{1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 0,95 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21,67 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

$$\tau_u = \frac{T_{max} \times (b - b_0)}{1,8 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = \frac{22,65 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 40} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 1,16 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- f- Pourcentage minimum des armatures transversales :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{400} = 0,192 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0,192 \text{ cm}^2$$

- d- Vérification à l'ELS :**

- **Combinaisons de charge à ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times b = (5,84 + 2,5) \times 0,65 = 5,421 \text{ KN/ml} \Rightarrow \beta = 0,717$$

**Type 2:**

Tableau III.23. Efforts internes de poutrelles type 2 de l'étage courant à l'ELU

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées (KN.m)
	(KN)			
A	0	16,24	16,06	8,22
B	13,63	8,02	8,87	-2,93
C	6,64	12,39	7,01	7,07
D	13,95	1,51	10,79	3,61
E	10,84	0	7,18	

Type 5 :

Tableau III.24. Efforts internes de poutrelles type 5 de l'étage courant à l'ELS

Appuis	Efforts tranchants		Moments sur appuis	Moments en travées
	(KN)			
A	0	3,54	0,68	0,77
B	7,91	9,96	6,62	5,10
C	10,55	9,63	8,06	2,87
D	,56	0	5,76	

Moment maximum en travée :  $M_{\max}^t = 8,22 \text{ KN.m}$ Moment maximum aux appuis :  $M_{\max}^a = 16,06 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{\max}^a = 16,24 \text{ KN}$

- **Vérification d'état limite d'ouverture des fissures :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.3.2 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la résistance à la compression dans le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 22} = 0,893$$

$$\beta = 0,866; K_1 = 22,43$$

$$\sigma_s = \frac{8,22 \times 10^3}{0,866 \times 22 \times 2,36} = 182,82 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{182,82}{22,43} = 8,15 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,8}{12 \times 22} = 1,439$$

$$\beta = 0,841; K_1 = 16,53$$

$$\sigma_s = \frac{16,06 \times 10^3}{0,841 \times 22 \times 3,8} = 228,42 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{228,42}{16,53} = 13,81 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la résistance à la compression dans l'acier:**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 182,82 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\sigma_{bc} = 228,42 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.8.424 :**

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{550} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 22} = 0,008 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,044 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8,22}{15 \times 20,49} = 0,026 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les trois conditions sont vérifiées nous pouvons dire que la flèche est vérifiée.

**Récapitulatif :**

Pour le plancher étage courant le ferrailage sera comme suit :

✚ Pour les armatures longitudinales :

En travée : 3HA10

En appuis : 2HA12+1HA14

✚ Pour les armatures transversales :

1 étrier de diamètre 8.

➤ **Terrasse :**

a- **Combinaison des charges a ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 6,38 + 1,5 \times 1) \times 0,65$$

$$q_u = 6,57 \text{ KN/m}$$

### Remarque :

Le chargement appliqué au plancher terrasse inaccessible du bloc C et celui appliqué au plancher terrasse inaccessible du bloc B est le même. Donc les sections d'armatures seront les mêmes.

Et les efforts internes obtenus dans ce bloc :

**Moment maximum en travée :**  $M_{\max}^t = 9,92 \text{ KN.m}$

**Moment maximum aux appuis :**  $M_{\max}^a = 19,38 \text{ KN.m}$

**Efforts tranchant maximum aux appuis :**  $T_{\max}^a = 19,63 \text{ KN}$

### Récapitulatif :

Pour le plancher étage courant le ferrailage sera comme suit :

✚ Pour les armatures longitudinales :

En travée : 2HA12

En appuis : 2HA10+1HA10

✚ Pour les armatures transversales :

1 étrier de diamètre 8.

### III.C.2 Calcul du balcon :

Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la Poutre de rive, il est constitué d'une dalle pleine qui fait suite à la dalle du plancher. Avec un garde-corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine du balcon (calculé dans le chapitre 2) :

$$e_p = 15 \text{ cm}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- **Détermination des charges et surcharges du balcon :**

**Charges permanentes :**

Charge permanente :  $G_1 = 5,57 \text{ KN /ml}$  (voir chapitre 2)

Charge concentrée (gade corps):  $G_2 = 1,62 \text{ KN /ml}$

Couches	épaisseur	Poids volumique	G
Enduit ciment	0,02x2	18	0,72
Cloison	0,1	9	0,9

**Surcharge d'exploitation :**

Surcharge revenant à la dalle du balcon :  $Q_1 = 3,5 \text{ KN / ml}$

La main courante sera négligée car le garde-corps est en brique.

- combinaisons des charges :**

**A L'ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$

Dalle:  $q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,57 + 1,5 \times 3,5 = 12,77 \text{ KN/m}$ .

Garde corps:  $q_{u2} = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m}$ .

**A L'ELS:**  $G + Q$ .

Dalle:  $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,57 + 3,5 = 9,07 \text{ KN/ml}$ .

Garde corps:  $q_{s2} = G_2 = 1,62 \text{ KN/ml}$ .

- Calcul des sollicitations :**

**A L'ELU :**

**Effort tranchant :**  $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times l = 2,187 + 12,77 \times 2,2 = 30,281 \text{ KN}$

**Moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,77 \times 2,2^2}{2} + 2,187 \times 2,2 = 35,71 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS :**

**Moment fléchissant :**

$$M_S = \frac{q_{S1} \times L^2}{2} + q_{S2} \times l = \frac{9,07 \times 2,2^2}{2} + 1,62 \times 2,2 = 25,51 \text{ KN.m}$$

### a- Ferrailage a ELU :

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire en flexion simple.

$$C = 2 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13 \text{ cm}$$

#### • Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,148 < \mu_r = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$A_{sc} = 0$  (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)

$$\mu_b = 0,148 \rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{35,71 \times 10^3}{0,919 \times 13 \times 348} = 8,59 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14=9,24 cm<sup>2</sup> .Avec un espacement  $S_t=20 \text{ cm}$

#### • Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12=4,52 cm<sup>2</sup> .Avec un espacement  $S_t=25 \text{ cm}$

### b- Vérification a ELU :

#### • Condition de non fragilité :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]//A.4.2.1

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]//A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{30,281 \times 10^3}{1000 \times 130} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA}$$

⇒ **Condition vérifiée. (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]//A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{30,281 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 5\pi 16} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

⇒ **Condition vérifiée. (Pas de risque d'entraînement des barres)**

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]//A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

- **Espacement des armatures :**

**Armatures principales :**  $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm}; 33\text{cm})$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### c- Vérification a ELS :

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]//A.5.3.2 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]//A.4.5.2 :**

### Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 13} = 0,711$$

$$\beta = 0,878 ; K_1 = 25,98$$

$$\sigma_s = \frac{25,51 \times 10^3}{0,878 \times 13 \times 9,24} = 241,88 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241,88}{25,98} = 9,31 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 24/BAEL91[3]/) :**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{220} = 0,068 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,068 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{25,51}{15 \times 25,51} = 0,066 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{9,24}{100 \times 13} = 0,007 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Les trois conditions étant vérifiées, donc il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

### Récapitulatif :

Les balcons seront ferrailés comme suit :

#### **Armatures principales :**

6HA14 ; avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

#### **Armatures de répartition :**

4HA12 ; avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ .

### **III.C.3 Calcul des escaliers :**

Dans ce bloc un seul type d'escaliers a deux volets identiques :

#### **b- Combinaisons de charges et surcharges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Pour la paillasse} : q_{u1} = (1,35 \times 8,91 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 15,778 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier} : q_{u2} = (1,35 \times 6,58 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 12,633 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$\text{Pour la paillasse} : q_{s1} = (8,91 + 2,5) \times 1\text{ml} = 11,41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le palier} : q_{s2} = (6,58 + 2,5) \times 1\text{ml} = 9,08 \text{ KN/ml}$$

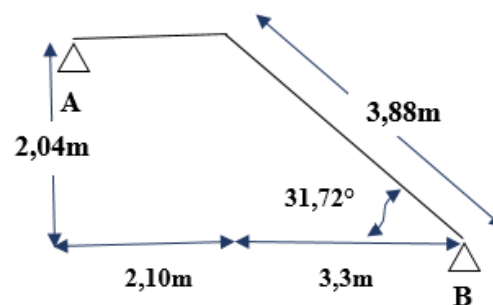


Figure III.76. Dimensions de l'escalier

L'escalier comporte deux volets identiques donc le calcul se fera pour une seule volée :

**a- Calcul a ELU :**

- **Calcul des réactions aux appuis :**

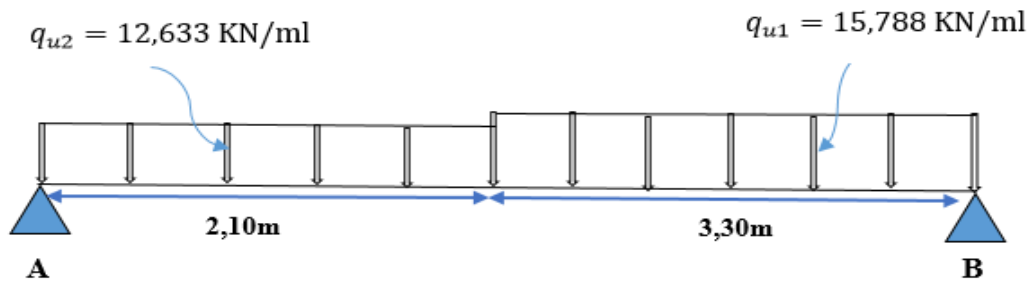


Figure III.77. Schéma statique de l'escalier

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,778 \times 3,30) + (12,633 \times 2,10) = 78,6 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,4 - [(12,633 \times 2,10 \times 1,05) + (15,778 \times 3,30 \times 3,75)]$$

$$R_B = 41,32 \text{ KN}$$

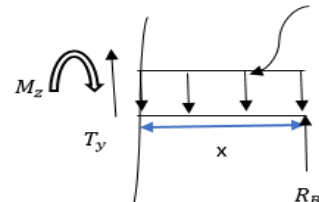
$$\text{On a: } R_A + R_B = 78,597 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 78,60 - 41,32 = 37,28 \text{ KN}$$

$$R_A = 37,28 \text{ KN}$$

$$R_B = 41,32 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments et efforts tranchant :**

Tronçons	Efforts tranchant (KN)	Moments fléchissant (KN.m)
<p><b>Tronçon 1 : <math>0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}</math></b></p>	$T(x) = R_A - q_{u2}(x) = 37,28 - 12,633(x)$ $T(0) = 37,28 \text{ KN}$ $T(2,10) = 10,76 \text{ KN}$	$M(x) = R_A(x) - q_{u2}(x) \frac{x}{2}$ $= 37,28(x) - 12,633 \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M(2,10) = 50,43 \text{ KN.m}$

<p><b>Tronçon 2 : <math>0 \leq x \leq 3,30</math> m</b></p> <p><math>q_{u1} = 15,788</math> KN/ml</p> 	$T(x) = -R_B + q_{u1}(x)$ $= -41,32 + 15,788(x)$ <p><b><math>T(0) = -41,32</math>KN</b></p> <p><b><math>T(3,30) = 10,77</math> KN</b></p>	$M(x) = R_B(x) - q_{u1} \times \frac{(x)^2}{2}$ $M(x) = 41,32(x) - 15,788 \times \frac{(x)^2}{2}$ <p><b><math>M(0) = 0</math> KN.m</b></p> <p><b><math>M(3,3) = 50,41</math> KN.m</b></p>
---	---	---

Moment maximal :

$$-41,32 + 15,788(x) = 0$$

**X = 2,61 m**

$$M(2,61) = R_B(x) - q_{u1} \times \frac{(x)^2}{2}$$

**$M_{max} = 54,07$  KN.m**

Moment corrigé du moment max :

Aux appuis :  $-0,3 \times 54,07 = -16,221$  KN.m

En travée :  $0,85 \times 54,07 = 45,96$  KN.m

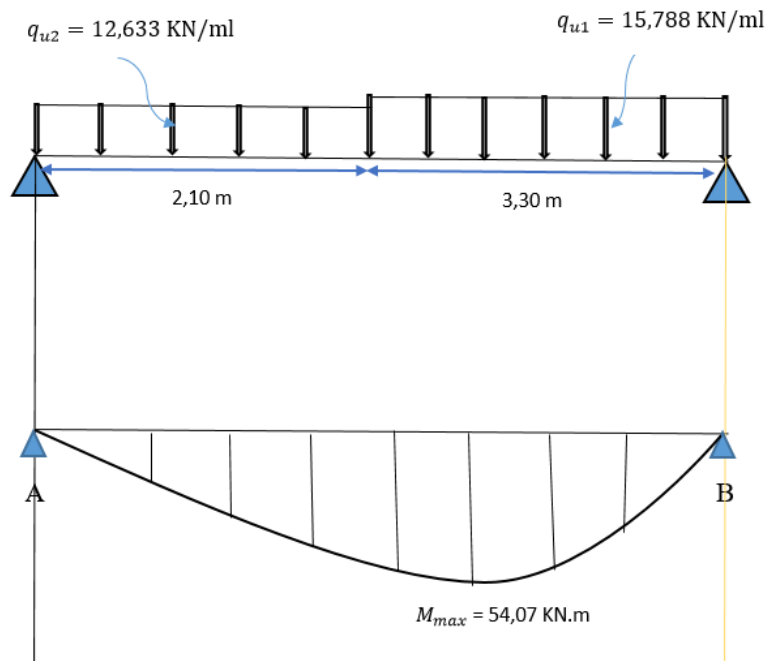


Figure III.78. Diagramme des moments isostatique

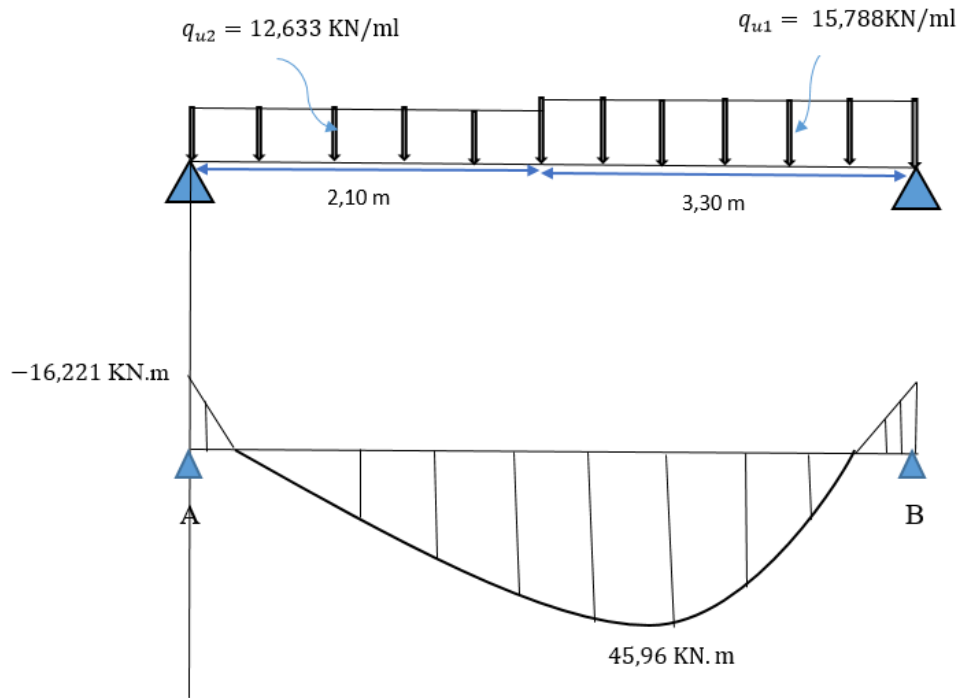


Figure III.79. Diagramme des moments corrigé

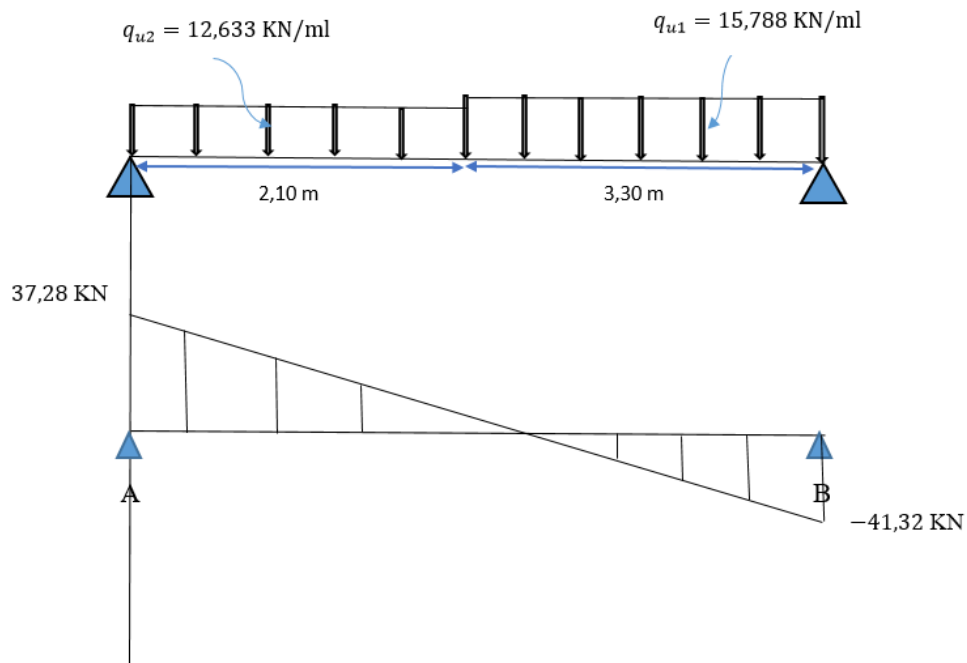


Figure III.80. Diagramme des efforts tranchant

**b- Ferrailage a ELU :**

Le calcul du ferrailage de l'escalier se fera en flexion simple pour une bonde de largeur  $b=1$  m et de 20 cm d'épaisseur.

- **Armatures Principales :**

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,96 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,099 < \mu_r = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,099 \rightarrow \beta = 0,9475$$

Lorsque la section est simplement armée donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ (Les armatures de compression ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{45,96 \times 10^3}{0,9475 \times 18 \times 348} = 7,74 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 7HA12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

**Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,221 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,035 \rightarrow \beta = 0,9825$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{16,221 \times 10^3}{0,9825 \times 18 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 7HA12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

**En travée :**

$$A_{sr} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$$A_{sr} = \frac{5,50}{4} = 1,375 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**c- Vérification a ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1**

**En travée :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_t = 7,92 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$A_t = 7,92 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.1**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{41,32 \times 10^3}{1000 \times 180} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$\tau_u = 0,2295 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.313 :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 \times 10^3$$

$$T_{\max} = 41,32 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A_{\text{st adoptée}} > A_{\text{st ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{41,32 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{\text{st adoptée}} = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\text{st ancré}} = 1,187 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{41,32 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 7\pi 12} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 0,966 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

⇒ **Condition vérifiée** (pas de risque d'entraînement des barres)

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 18 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

#### **d- Vérification a ELS :**

- Calcul des réactions aux appuis :

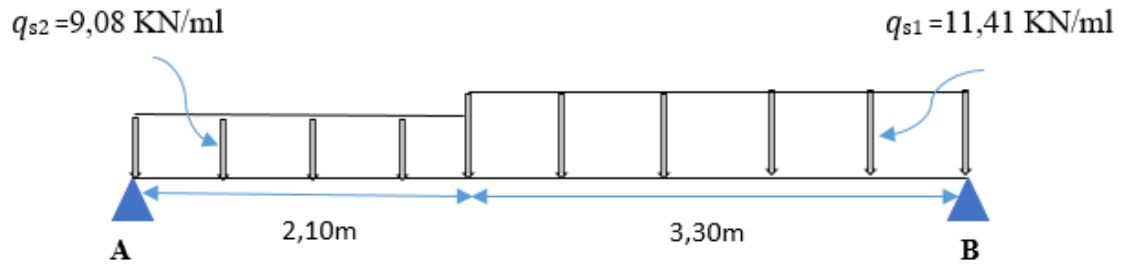


Figure III.81. Schéma statique de l'escalier (ELS)

Les résultats de la méthode de calculs RDM nous donne les moments fléchissant et les efforts tranchant qui seront résumés dans les diagrammes ci-dessous :

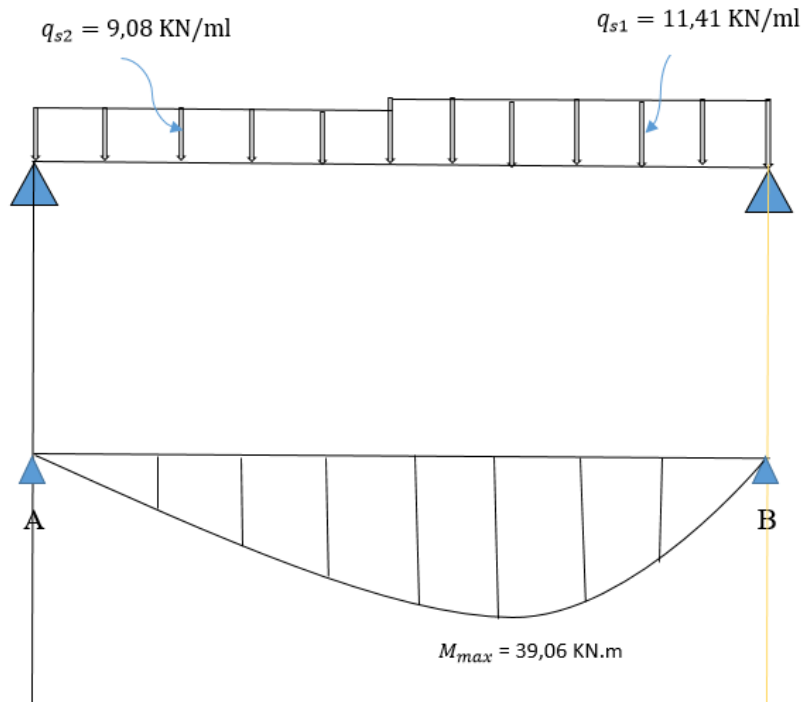


Figure III.82. Diagramme des moments isostatique ELS

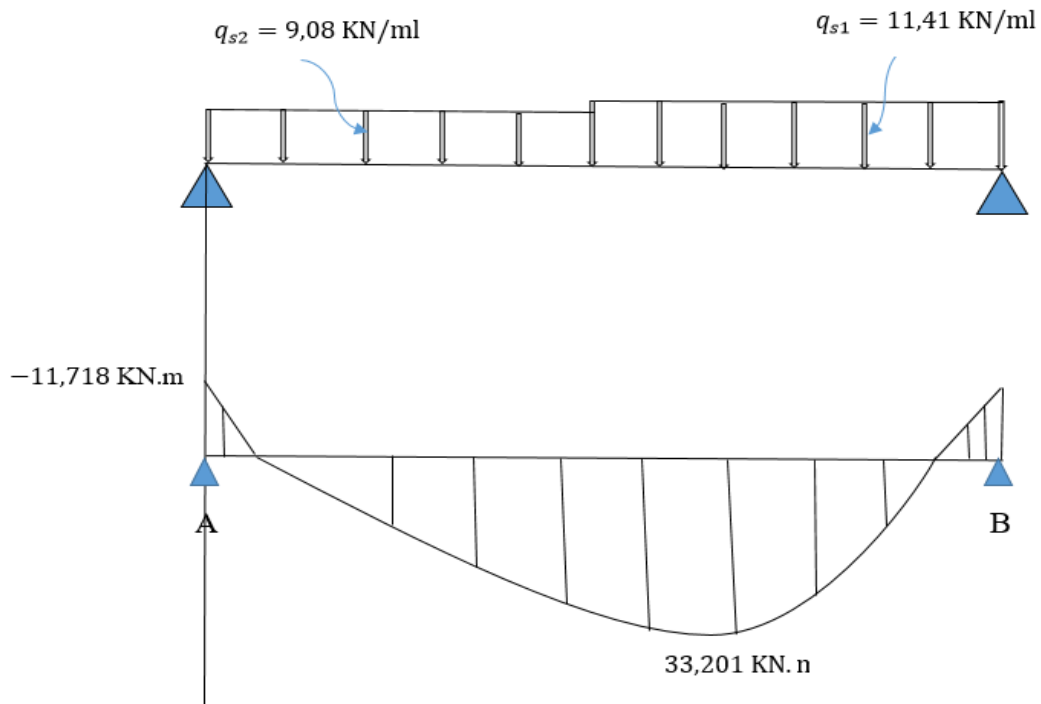


Figure III.83. Diagramme des moments corrigé (ELS)

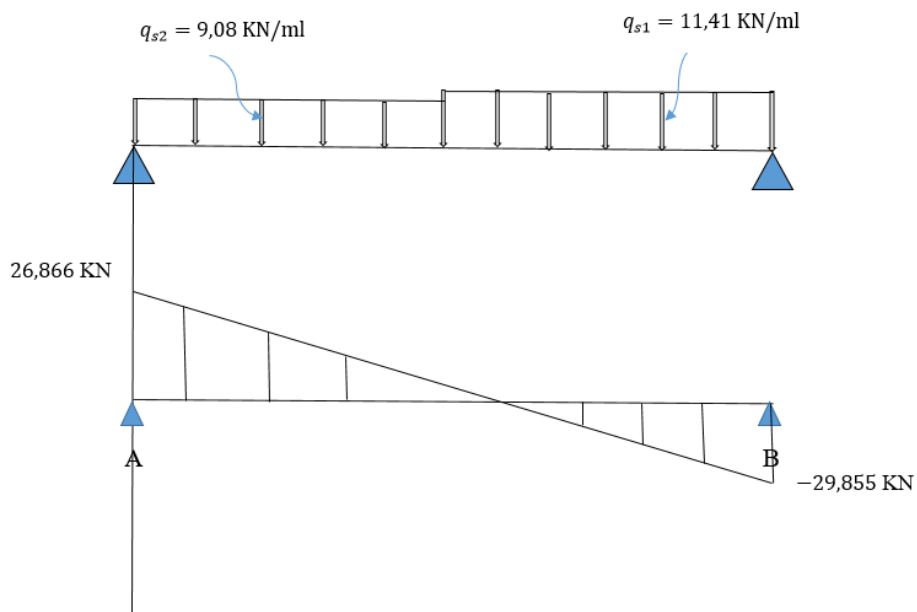


Figure III.84. Diagramme des efforts tranchant (ELS)

- Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après le BAEL 91 modifié 99[3]/A.5.3.2 :

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 18} = 0,44$$

$$\beta = 0,899 ; K_1 = 34,456$$

$$\sigma_s = \frac{33,201 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 7,92} = 259,06 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{259,06}{34,456} = 7,518 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 18} = 0,44$$

$$\beta = 0,899 ; K_1 = 34,456$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{11,718 \times 10^3}{0,899 \times 18 \times 7,92} = 91,43 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{91,43}{34,456} = 2,65 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.5.1 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{540} = 0,037 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition 1 n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/B.6.5.2 :**

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5 q_s \times L^2}{384 E_V \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm}$$

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA$$

$$= b \times h + 15A_s$$

$$= 100 \times 20 + 15 \times 7,92$$

$$B_0 = 2118,8 \text{ cm}^2$$

**Calcul du moment statique par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 18$$

$$S_{/xx} = 22138,4 \text{ cm}^2$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{22138,4}{2118,8} = 10,45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,45 = 9,55 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(10,45^3 + 9,55^3) + 15 \times 7,92 \times (9,55 - 2)^2$$

$$I_0 = 73843,56 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,0044$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0044(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 4,77$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,91$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0044 \times 259,06 + 2,1} = 0,448$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 73843,56}{1 + 1,91 \times 0,448} = 43772,587 \text{ cm}^4$$

**Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,41 \times 5,4^2}{10819 \times 73843,56 \times 10^{-5}} = 0,05 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{540}{1000} + 0,5 \text{ cm} = 1,04 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifié.

**Récapitulatif :**

Pour l'escalier bloc A et bloc C on adopte le ferrailage suivant :

**✚ Aux Appuis :**

Armatures principales : 7HA12 avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 4HA10 avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

**✚ En travée :**

Armatures principales : 7HA12 avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions : 4HA10 avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

### III.C.4 Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre rectangulaire encastrée entre deux poteaux

**On pré-dimensionne la poutre palière par ces formules :**

$$\begin{cases} \frac{h}{15} \leq h \leq \frac{h}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \\ 0,4 h \leq b \leq 0,7 h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{cases}$$

⇒ On adopte :  $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$

- **Vérification des conditions sur RPA[1] :**

$$\begin{cases} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1,6 < 4 \end{cases}$$

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées.

Poutre palière aura pour dimensions (25x40) cm<sup>2</sup>.

- **Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,4 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :  $(2,04 - 0,45) \times 2,86 = 4,55 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU) :  $37,28/5,40 = 6,90 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELS) :  $26,866/5,40 = 4,97 \text{ KN/ml}$

- **Combinaisons de charge :**

**A ELU :**

$$q_u = 1,35 G + T_u = 1,35(2,5 + 4,55) + 6,90 = 16,42 \text{ KN/ml}$$

**A ELS :**

$$q_s = G + T_s = (2,5 + 4,55) + 4,97 = 12,02 \text{ KN/ml}$$

- a- Calcul des efforts internes a ELU :**

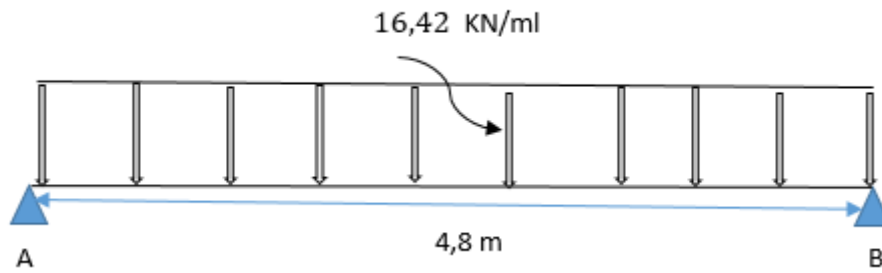


Figure III.85. Schéma statique de la poutre palière

**Moment isostatique :**

$$M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,42 \times 4,8^2}{8} = 47,29 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,42 \times 4,8}{2} = 39,41 \text{ KN}$$

**Moments corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 134,784 = -14,2 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 134,784 = 40,2 \text{ KN.m}$$

Les résultats seront résumés dans les diagrammes suivants :

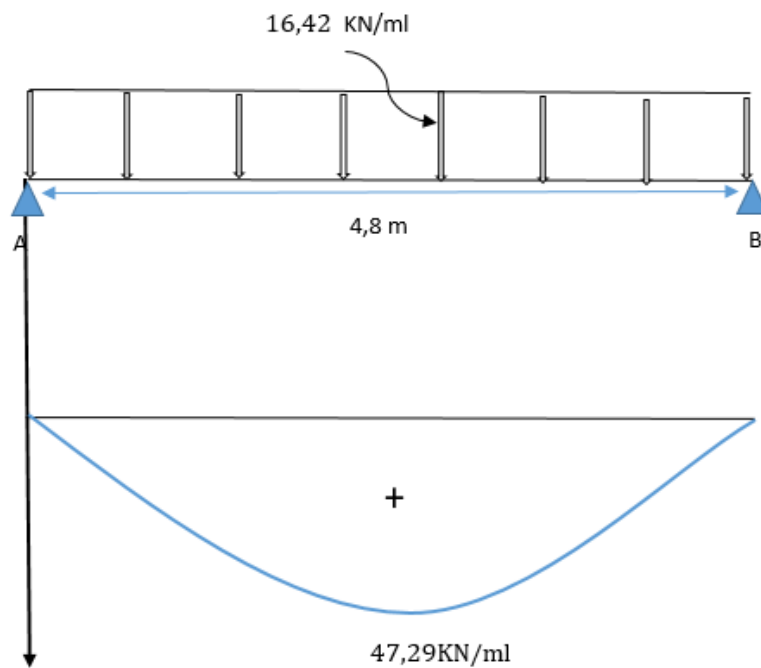


Figure III.86. Moment isostatique de la poutre palière(ELU)

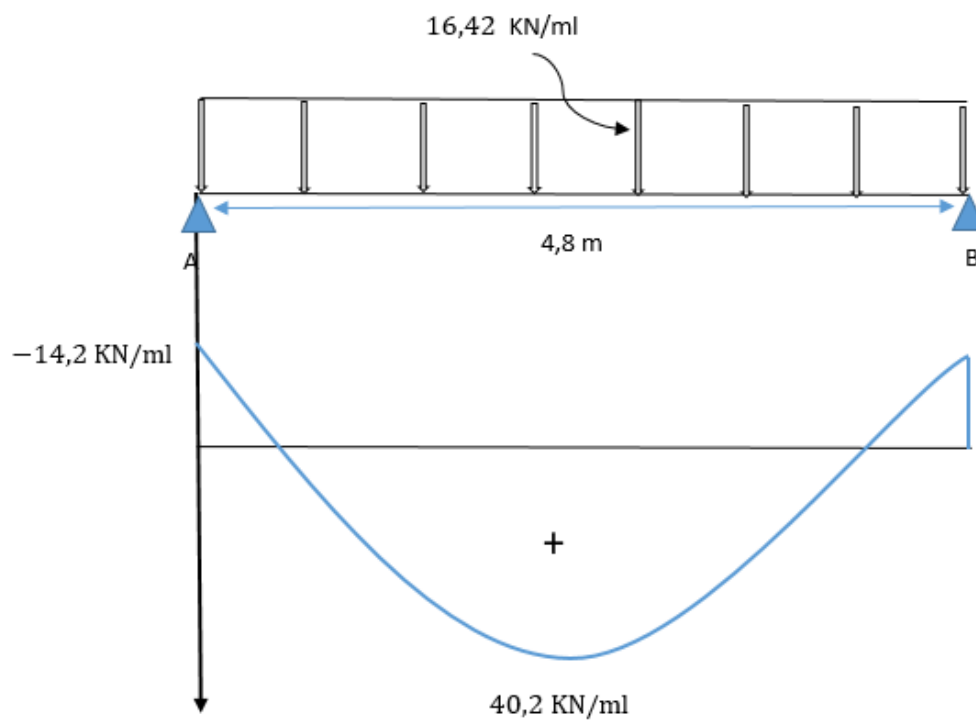


Figure III.87. Moments corrigés de la poutre palière(ELU)

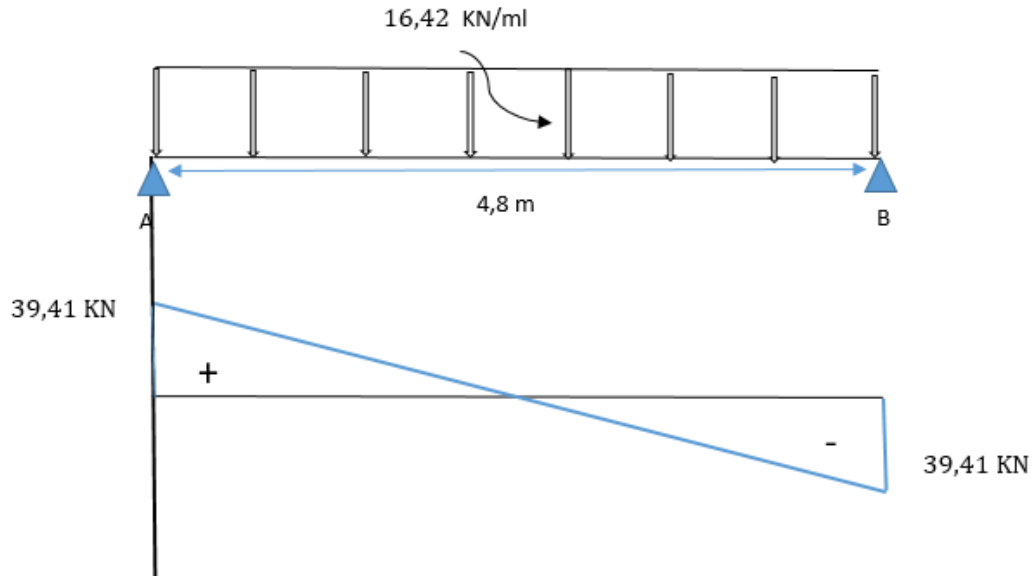


Figure III.88. Effort tranchant de la poutre palière(ELU)

**b- Ferrailage ELU :**

- **Armatures en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,2 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu_r = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959$$

Lorsque la section est simplement armée donc :

$$A_{sc} = 0 \text{ (Les armatures de compression ne sent pas nécessaire)}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{40,2 \times 10^3}{0,959 \times 38 \times 348} = 3,16 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>

- **Armatures aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,2 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14,2 \times 10^3}{0,986 \times 38 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte 3HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>

### c- Vérification a ELU :

- Condition de non fragilité :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.4.2.1

En travée :

$$A \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,147 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1,147 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Aux appuis :

$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,147 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.211

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) \text{ F.P.P}$$

$$\tau_u = \frac{39,41 \times 10}{25 \times 38} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$\tau_u = 0,414 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant sur le béton :

D'après le BAEL 91modifié 99[3]/A.5.1.3 :

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,38 \times 0,25 \times 10^3$$

$T_{max} = 39,41 \text{ KN} \leq 570 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{T_{\max}^u}{f_e} = \frac{39,41 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures longitudinales sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{39,41 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 3\pi 12} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement)}$$

- **Longueur de scellement :**

D'après le **BAEL 91 modifié 99[3]/A.6.1.22 :**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi_t \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 20 \text{ cm}$$

- **Calcul des armatures transversal :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_a; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{400}{35}; 14; \frac{250}{10}\right) = \min(11; 14; 25)$$

$$\varphi_t \leq 11 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de HA10

- **Espacement max des armatures transversales :**

$$S_{t\max} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 38; 40 \text{ cm}) = \min(34,2; 40) = 34,2 \text{ cm}$$

- **Espacement des armatures transversales exigé par RPA 2003[1] (Art 7.5.2.2) :**

**Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_a; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\text{ cm}\right) = \min(10; 19,2; 30) = 10\text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = \left(\frac{40}{2}\right) = 20\text{ cm}$$

**d- Calcul des efforts internes a ELS :**

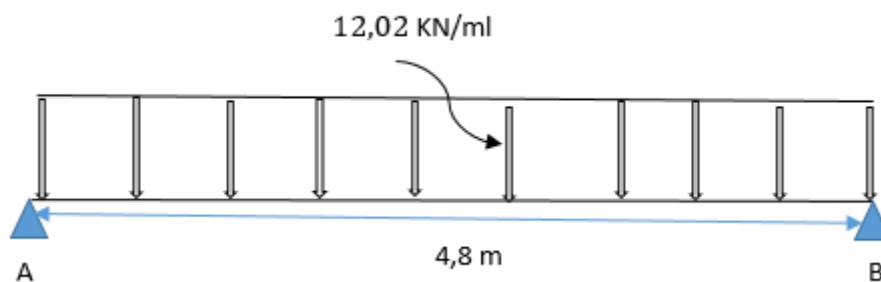


Figure III.89. Schéma statique de la poutre palière

**Moment isostatique :**

$$M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,02 \times 4,8^2}{8} = 34,61\text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$T_s^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12,02 \times 4,8}{2} = 28,85\text{ KN}$$

**Moments corrigés :**

$$\text{Sur appui : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 34,61 = -10,38\text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 34,61 = 29,42\text{ KN.m}$$

Les résultats seront résumés dans les diagrammes suivants :

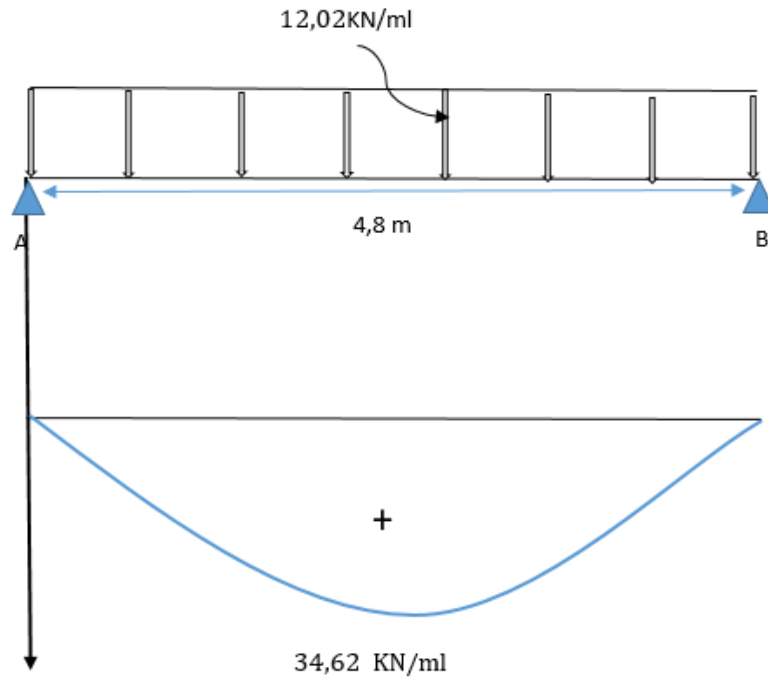


Figure III.90. Moment isostatique de la poutre palière(ELS)

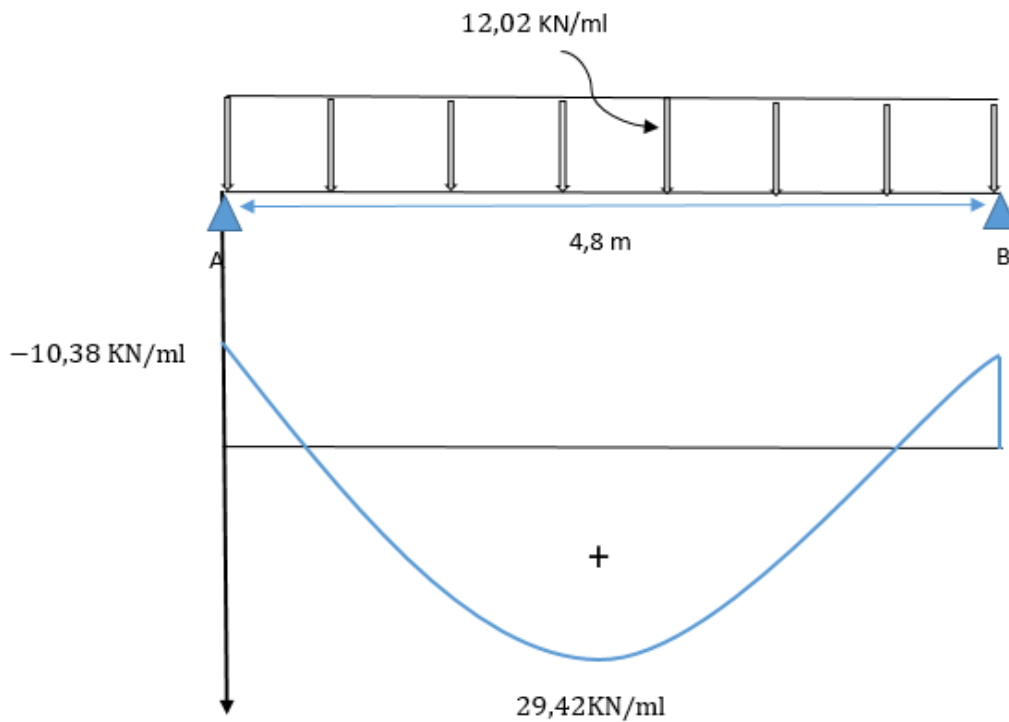


Figure III.91. Moments corrigés de la poutre palière(ELS)

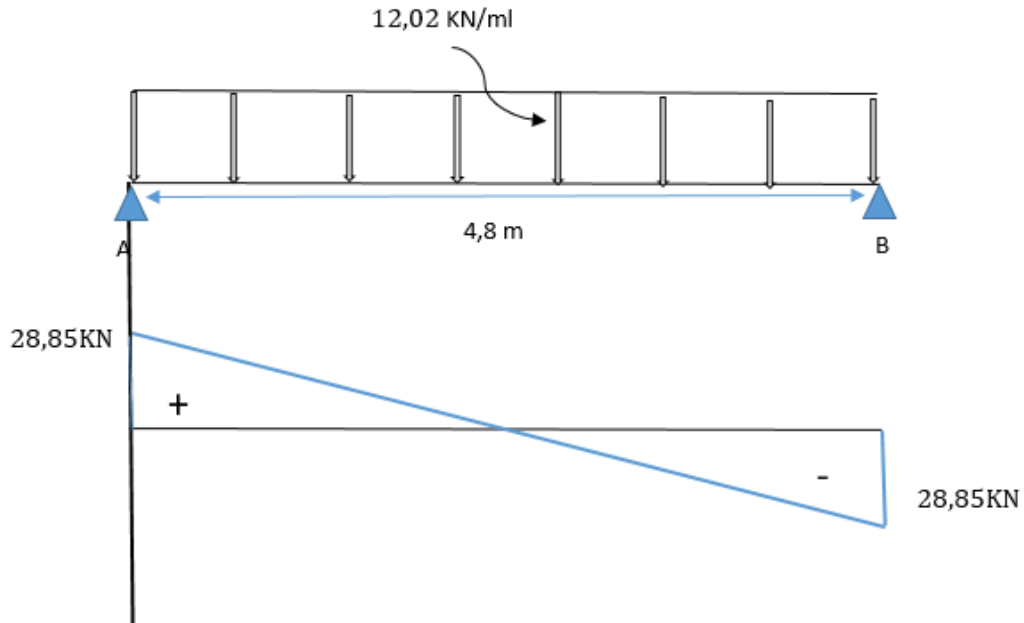


Figure III.92. Efforts tranchant de la poutre palière(ELS)

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/B.6.3 :**

Etant donné que la fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

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

D'après le **BAEL 91modifié 99[3]/A.4.5.2 :**

**En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

On calcul d'abord  $\rho$  pour trouver  $\beta$  et  $K_1$ :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 38} = 0,486$$

$$\beta = 0,895 ; K_1 = 32,62$$

$$\sigma_s = \frac{29,42 \times 10^3}{0,895 \times 38 \times 4,62} = 187,24 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{187,24}{32,62} = 5,74 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,356$$

$$\beta = 0,907 ; K_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{10,38 \times 10^3}{0,907 \times 38 \times 3,39} = 88,84 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{88,84}{38,76} = 2,29 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

D'après le **BAEL 91**modifié **99[3]/B.6.5.2 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{29,42}{10 \times 34,62} = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 38} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**Récapitulatif :**

Pour la poutre palière on adopte le ferrailage suivant :

- ✚ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA14

Aux appuis : 3HA12

- ✚ **Armatures transversales :** Cadre + étrier HA10

# **Chapitres IV : Vérification des exigences RPA**

## **Introduction :**

Après avoir modélisé notre structure grâce au logiciel ETABS, et avant de passer au ferrailage de la structure, on doit d'abord passer par les vérifications des exigences RPA qui sont :

- Vérification de la période.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R.
- L'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

### **1- Méthode de calcul :**

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

### **2- Vérification des exigences RPA :**

#### **A- BLOC A :**

##### **2-A-1 Nombre de mode propre (Article 4.3.4 RPA99) :**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse total de la structure.

Dans notre cas le nombre de modes à retenir est : **5 modes.**

##### **2-A-2 Pourcentage de la participation de la masse modale :**

Après analyse automatique des résultats par le logiciel ETABS nous tirons les résultats illustrés dans le tableau ci dessous:

Tableau IV.1 : Participation massique

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.354947	73.6726	0.0245	0	73.6726	0.0245	0
2	0.317498	0.0296	73.3103	0	73.7022	73.3348	0
3	0.236238	0.1946	0.1	0	73.8968	73.4348	0
4	0.082761	22.0416	0.0069	0	95.9384	73.4417	0
5	0.070893	0.0201	22.0978	0	95.9586	95.5395	0
6	0.052408	0.2313	0.4147	0	96.1899	95.9542	0
7	0.039763	3.8032	0	0	99.9931	95.9543	0

- Le premier mode de vibration est : une translation suivant l'axe Y-Y

Il mobilise 73,3103% de la masse >50%

- Le deuxième mode de vibration est : une translation suivant X-X

Il mobilise 73,6726% >50%

- Le troisième mode de vibration est : une torsion

### 2-A-3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numérique

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 12.24\text{m}$$

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau **4.6 RPA99/2003**

$$C_T = 0.05$$

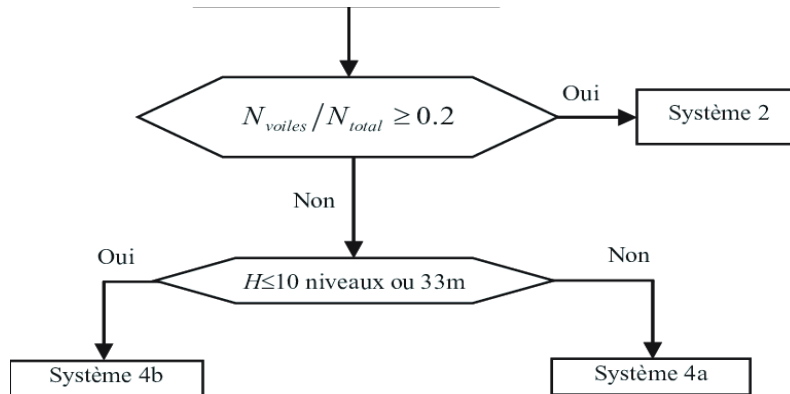
$$T = 0.05 \cdot 12,24^{3/4} = 0,327 \text{ s}$$

Selon l'article **4.2.4 RPA99/2003**

$$T_{\text{analytique}} = 0,354 \text{ s} \leq 1,3T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,327 = 0,425 \text{ s}$$

### 2-A-4 Justification du système de contreventement :

La figure ci-dessous représente un organigramme proposé par MR TALEB RAFIK pour la classification du système de contreventement (2, 4a, 4b) paru dans le journal {JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES} page 141



**Figure IV.1: Participation massique**

**Sous charges verticales :**

**Tableau IV.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y**

	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
<b>RDC</b>	7623.824	1146.417	86.93%	13.07%
<b>1</b>	12167.965	1668.92	87.94%	12.06%
<b>2</b>	12535.165	1952.48	86.52%	13.48%

Le système de contreventement du bloc A est le {4b}, (portique contreventés par des voiles),

R=4

Car les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations du au charges verticales et que la hauteur du bâtiment ne dépasse pas les 33 mètres (12,24).

### 2-A-5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau 4.1 RPA99 version 2003

**R** : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

**Q** : facteur de qualité

**W** : poids de la structure

#### ➤ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau 4.1 **RPA99/2003** suivant la zone la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

**A= 0,20** (groupe usage 1B, zone IIa)

#### ➤ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA2003) en système de portique contreventes par des voiles **R=4**

#### ➤ Facteur d'amplification moyen D :

Il dépend de la catégorie du site du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale

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

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (**RPA 99/2003**).

Site S3  $\Rightarrow T_2=0.50s$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction des matériaux donne par le tableau 4.2  
**RPA 99/2003.**

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76 > 0.7$$

Finalement  $D = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.76$

$\Rightarrow D = 1.90$

➤ **Facteur de qualité Q :**

Déterminé par la formule suivante : **RPA99/2003** (Formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

Avec :

$P_q$  : Pénalité à retenir selon la satisfaction au nom du critère de qualité  $q$  soit satisfait ou non.

**Tableau IV.4 : Valeur de pénalité  $P_q$**

Critère q	Observé	$P_q /xx$	Observé	$P_q /xx$
1-Conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	0,05	Oui	0,05
2-Redondance en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
3-Régularité en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
4-Régularité en élévation	Oui	0,05	Oui	0,05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,0$

➤ **Poids propre de la structure :**

$W = 15566.80 \text{ KN}$

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode dynamique modale spectrale nous donne les valeurs suivantes :

**Tableau IV.5 : valeurs MSE au sens X et Y**

MSE (RPA99)	SENS X		SENS Y	
COEFFICIENT	A	0,2	A	0,2
	D	1,9	D	1,9
	Q	1,0	Q	1,0
	W	15566 ,80	W	15566,80
	R	4	R	4
FORCE SISMIQUE	1478.846		1478.846	

➤ **Comparaison des résultats des forces sismiques :**

	$V_{MSE}$	$0,8V_{MSE}$	$V_{Etabs}$	$V_{Etabs} > 0,8V_{MSE}$
Sens x-x	1478,846	1183,0768	1677,14	Condition vérifiée
Sens y-y	1478,846	1183,0768	1683,46	Condition vérifiée

**2-A-6 Vérification du déplacement :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage selon (**ARTICLE 4.43 RPA99 V2003**).

- $\delta_k$ : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement
- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$  : déplacement relatif (formules 4.20 **RPA99 V2003**)
- $\delta_k = \delta_k R$  : déplacement horizontal (formules 4.19 **RPA99 V 2003**)
- $H_e$  : hauteur d'étage

**Résultat du calcul selon la combinaison EX :**

**Tableau IV.6 : déplacement selon EX**

story	diaphragm	load	$\Delta_{ek}$	R	$\delta_k = \delta_{ek}$ R	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
etage2	D3	EX	0.0058	4	0.0232	0.0096	0.0408	CV
etage1	D2	EX	0.0034	4	0.0136	0.0092	0.0408	CV
RDC	D1	EX	0.0011	4	0.0044	0.0044	0.0408	CV

**Résultat du calcul selon la combinaison EY :**

**Tableau IV.7 : déplacement selon EY**

story	diaphragm	load	$\Delta_{ek}$	R	$\delta_k = \delta_{ek}$ R	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
etage2	D3	EY	0.0046	4	0.0184	0.0076	0.0408	CV
etage1	D2	EY	0.0027	4	0.0108	0.0072	0.0408	CV
RDC	D1	EY	0.0009	4	0.0036	0.0036	0.0408	CV

### 2-A-7 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets de second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. **Formule (5.6).**

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

**Avec :**

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_K = \sum_{i=K}^n W_{gi} + W_{qi}$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_K$ : Hauteur d'étage (k).

Si  $\theta_K < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_K)$ .

Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :**

**Tableau IV.8 : Effet Delta sous EX**

		Sens x-x (Sous EX)			
Story	Poids	$\Delta_x$	$V_x$	h	$\theta$
Etage 2	5075,52	0,0096	920,14	4,08	0,01297889
Etage 1	9706,6	0,0092	1348,47	4,08	0,01623131
RDC	15556,8	0,0044	1677,14	4,08	0,0100033

**Tableau IV.9 : Effet Delta sous EY**

		Sens y-y (Sous EY)			
Story	Poids	$\Delta_y$	$V_y$	h	$\theta$
Etage 2	5075,52	0,0076	924,91	4,08	0,01022197
Etage 1	9706,6	0,0072	1348,1	4,08	0,01270625
RDC	15556,8	0,0036	1683,46	4,08	0,0081538

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux.

### 2-A-8 Vérification des sollicitations normales (ARTICLES 7.4.3.1) :

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.10 : Vérification des sollicitations normales

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Remarque
RDC	(50× 50)	1853.89	0.29	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	(50 × 50)	1188.16	0.19	Vérifiée
2 <sup>e</sup> me étage	(50 × 50)	628.26	0.10	Vérifiée

L'efforts normal réduis est vérifiée pour tous les niveaux.

### B- BLOC B :

#### 2-B-1 Nombre de mode propre (Article 4.3.4 RPA99) :

Dans notre cas le nombre de modes à retenir est : **5 modes**.

#### 2-B-2 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Tableau IV.11 : Participation massique

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.385367	0.356	73.5968	0	0.356	73.5968	0
2	0.334412	71.1022	0.3228	0	71.4583	73.9196	0
3	0.264047	2.5344	0.1874	0	73.9926	74.107	0
4	0.095224	0.1847	20.0971	0	74.1773	94.2041	0
5	0.08107	20.5375	0.4073	0	94.7148	94.6114	0
6	0.068953	0.3533	0.2911	0	95.0681	94.9025	0
7	0.056628	0.5468	1.0344	0	95.615	95.937	0

- Le premier mode de vibration est : une translation suivant l'axe Y-Y  
Il mobilise 73,5968% de la masse >50%
- Le deuxième mode de vibration est : une translation suivant X-X  
Il mobilise 71,1022% >50%
- Le troisième mode de vibration est : une torsion

#### 2-B-3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$h_N = 13.74\text{m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \cdot 13.74^{3/4} = 0,356 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,385 \text{ s} \leq 1,3T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,356 = 0,462 \text{ s}$$

## 2-B-4 Justification du système de contreventement :

Sous charges verticales :

Tableau IV. 12: Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
<b>RDC</b>	25743,71	2978,10	89,64	10,36
<b>1</b>	16297,46	1955,35	89,29	10,71
<b>2</b>	8754,02	1044,48	89,35	10,65

Le système de contreventement du bloc b est le {4b}, (portique contreventés par des voiles),  
R=4

Car les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations du au charges verticales et que la hauteur du bâtiment ne dépasse pas les 33 mètres (13,74).

## 2-B-5 Vérification de l'effort tranchant à la base :

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

$A = 0,20$  (groupe usage 1B, zone IIa)

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

$R = 4$

- **Facteur d'amplification moyen D :**

$$D = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.76$$

$$\Rightarrow D = 1.90$$

- **Facteur de qualité Q :**

**Tableau IV.14 : Valeur de pénalité  $P_q$**

Critère q	Observé	$P_q / xx$	Observé	$P_q / xx$
1-Conditions minimales sur les files de contreventements	Non	0,05	Non	0,05
2-Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3-Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4-Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,2$

- **Poids propre de la structure :**

$$W = 28980.90 \text{ KN}$$

Tableau IV.15 : valeurs MSE au sens X et Y

MSE (RPA99)	SENS X		SENS Y	
COEFFICIENT	A	0,2	A	0,2
	D	1,9	D	1,9
	Q	1,2	Q	1,2
	W	28980,9	W	28980,9
	R	4	R	4
FORCE SISMIQUE	3303,82		3303,82	

➤ Comparaison des résultats des forces sismiques :

	$V_{MSE}$	$0,8V_{MSE}$	$V_{Etabs}$	$V_{Etabs} > 0,8V_{MSE}$
Sens x-x	3303,82	2643,05	3419,79	Condition vérifiée
Sens y-y	1303,82	2643,05	3469,81	Condition vérifiée

2-B-6 Vérification du déplacement :

Résultat du calcul selon la combinaison EX :

Tableau IV.16 : déplacement selon EX

Story	diaphragm	load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = \delta_{ek}$ R	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
etage2	D3	EX	0,0054	4	0,0216	0,0088	0,0408	CV
etage1	D2	EX	0,0032	4	0,0128	0,0084	0,0408	CV
RDC	D1	EX	0,0011	4	0,0044	0,0044	0,0408	CV

Résultat du calcul selon la combinaison EY :

Tableau IV.17 : déplacement selon EY

story	diaphragm	load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_{k=}$ $\delta_{ek} R$	$\Delta y = \delta_{k-}$ $\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
etage2	D3	EY	0,0075	4	0,03	0,0124	0,0408	CV
etage1	D2	EY	0,0044	4	0,0176	0,0116	0,0408	CV
RDC	D1	EY	0,0015	4	0,006	0,006	0,0408	CV

**2-B-7 Vérification de l'effet P-Delta :**

Tableau IV.18 : Effet Delta sous EX

Story	Poids	Sens x-x (Sous EX)			
		$\Delta_x$	$V_x$	h	$\theta$
Etage 2	9898,47	0,0088	1954,63	4,08	0,0109226
Etage 1	18443,83	0,0084	2819,88	4,08	0,01346603
RDC	28980,9	0,0044	3419,79	4,08	0,00913913

Tableau IV.19 : Effet Delta sous EY

Story	Poids	Sens y-y (Sous EY)			
		$\Delta_y$	$V_y$	h	$\theta$
Etage 2	9898,47	0,0124	1966,98	4,08	0,0152943
Etage 1	18443,83	0,0116	2878,65	4,08	0,0182163
RDC	28980,9	0,006	3469,81	4,08	0,0122828

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux.

**2-B-8 Vérification des sollicitations normales (ARTICLES 7.4.3.1) :**

L'effort normal de compression est limiter par la condition suivante :

Tableau IV.20 : Vérification des sollicitations normales

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Remarque
RDC	(50× 50)	1761.82	0,281	Vérifiée
Etage 1	(50× 50)	1129,39	0,180	Vérifiée
ETAGE 2	(50× 50)	799,75	0,127	Vérifiée

**C- BLOC C :****2-C-1 Nombre de mode propre (Article 4.3.4 RPA99) :**

Dans notre cas le nombre de modes à retenir est : **5 modes**.

**2-C-2 Pourcentage de la participation de la masse modale :****Tableau IV.21 : Participation massique**

Modes	Périodes (s)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.308449	73.368	0.0073	0	73.368	0.0073	0
2	0.272529	0.0282	75.36	0	73.3961	75.3673	0
3	0.23184	1.2225	0.4772	0	74.6186	75.8444	0
4	0.08084	18.0618	0.0231	0	92.6804	75.8675	0
5	0.072672	0.0587	19.5585	0	92.7392	95.426	0
6	0.06299	0.6482	0.3221	0	93.3873	95.7481	0
7	0.039486	5.9923	0.1164	0	99.3797	95.8645	0

- Le premier mode de vibration est : une translation suivant l'axe Y-Y

Il mobilise 75,36% de la masse >50%

- Le deuxième mode de vibration est : une translation suivant X-X

Il mobilise 73,368% >50%

- Le troisième mode de vibration est : une torsion

**2-C-3 Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$h_N = 12,24\text{m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \cdot 12,24^{3/4} = 0.327 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,308 \text{ s} \leq 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,327 = 0,425 \text{ s}$$

**2-C-4 Justification du système de contreventement :**

**Sous charges vertical:****Tableau IV.22 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y**

	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
<b>RDC</b>	12108.37	1835.12	86.84%	13.16%
<b>1</b>	7119.56	1054.23	87.10%	12.90%
<b>2</b>	2436.75	415.99	85.42%	14.58%

Le système de contreventement du bloc b est le {4b}, (portique contreventés par des voiles),  
R=4

Car les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations du au charges verticales et que la hauteur du bâtiment ne dépasse pas les 33 mètres (12,24).

**2-C-5 Vérification de l'effort tranchant a la base :**

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

**A= 0,20** (groupe usage 1B, zone IIa)

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

**R=4**

- **Facteur d'amplification moyen D :**

$$D = 2.5 \eta = 2.5 \times 0.76$$

⇒  $D = 1.90$

➤ **Facteur de qualité Q :**

**Tableau IV.24 : Valeur de pénalité  $P_q$**

Critère q	Observé	$P_q /xx$	Observé	$P_q /xx$
1-Conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	0,05	Oui	0,05
2-Redondance en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
3-Régularité en plan	Oui	0,05	Oui	0,05
4-Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc :  $Q_x = Q_y = 1,05$

➤ **Poids propre de la structure :**

$W=15067,74$  KN

**Tableau IV.25 : valeurs MSE au sens X et Y**

MSE (RPA99)	SENS X		SENS Y	
COEFFICIENT	A	0,2	A	0,2
	D	1,9	D	1,9
	Q	1,05	Q	1,05
	W	15067,74	W	15067,74
	R	4	R	4
FORCE SISMIQUE	1503,007		1503,007	

## ➤ Comparaison des résultats des forces sismiques :

	$V_{MSE}$	$0,8V_{MSE}$	$V_{Etabs}$	$V_{Etabs} > 0,8V_{MSE}$
Sens x-x	1503,007	1202,4056	1684,13	Condition vérifiée
Sens y-y	1503,007	1202,4056	1732,06	Condition vérifiée

## 2-C-6 Vérification du déplacement :

Résultat du calcul selon la combinaison EX :

Tableau IV.26 : déplacement selon EX

story	diaphragm	load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = \delta_{ek} R$	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
etage2	D3	EX	0,005	4	0,02	0,0084	0,0408	CV
etage1	D2	EX	0,0029	4	0,0116	0,0076	0,0408	CV
RDC	D1	EX	0,001	4	0,004	0,004	0,0408	CV

Résultat du calcul selon la combinaison EY :

Tableau IV.27 : déplacement selon EY

story	diaphragm	load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = \delta_{ek} R$	$\Delta y = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
etage2	D3	EY	0,0039	4	0,0156	0,006	0,0408	CV
etage1	D2	EY	0,0024	4	0,0096	0,0064	0,0408	CV
RDC	D1	EY	0,0008	4	0,0032	0,0032	0,0408	CV

## 2-B-7 Vérification de l'effet P-Delta :

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.28 : Effet Delta sous EX

Story	Poids	Sens x-x (Sous EX)			
		$\Delta_x$	$V_x$	h	$\theta$
Etage 2	3605,71	0,0084	754,29	4,08	0,00984173
Etage 1	9159,74	0,0076	1354,9	4,08	0,012593
RDC	15067,74	0,004	1684,13	4,08	0,00877147

**Tableau IV.29 : Effet Delta sous EY**

Story	Poids	Sens y-y (Sous EY)			
		$\Delta_y$	$V_y$	h	$\theta$
Etage 2	3605,71	0,006	757,6	4,08	0,0069991
Etage 1	9159,74	0,0064	1372,92	4,08	0,01046537
RDC	15067,74	0,0032	1732,06	4,08	0,00682299

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux.

### 2-C-8 Vérification des sollicitations normales (ARTICLES 7.4.3.1) :

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

**Tableau IV.30 : Vérification des sollicitations normales**

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	V	Remarque
<b>RDC</b>	(50× 50)	1383,33	0,22	<b>Vérifiée</b>
<b>1er étage</b>	(50 × 50)	889,29	0,14	<b>Vérifiée</b>
<b>2ème étage</b>	(50 × 50)	391,62	0,06	<b>Vérifiée</b>

L'efforts normal réduis est vérifiée pour tous les niveaux.

# **Chapitres V : Ferrailage des éléments structuraux**

**Introduction :**

Le ferrailage des éléments structuraux se définit comme étant tous les éléments qui assurent la résistance de la structure (poteaux, poutres, voiles) vis-à-vis des actions sismiques. Le ferrailage de ces éléments s'effectuera selon le règlement **BAEL91/99 [3]** et les vérifications selon les règles parasismiques algériennes **RPA99/2003[1]**.

Les combinaisons d'actions qu'on doit utiliser :

Selon BAEL 91/99[3] : Situation durable :

ELU:  $1,35 G + 1,5 Q$

ELS:  $G + Q$

Selon le RPA99/2003[1] : Situation accidentelle :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

**V. 1 Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).
- effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).
- moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{corr}}$ ).

Les poteaux sont calculés sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les Situations suivantes :

**Tableau V.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$f_e$	$\sigma_s$
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

**V.1.1 Recommandation RPA99/2003 [1] :****Armatures longitudinales d'après (Art 7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- Les pourcentages recommandés à la section du béton en zone sismique II est limité à :
  - Le pourcentage minimal est de 0,8% de la section du poteau.
  - Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur de recouvrement est  $L_r = 40 \varnothing$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

**Tableau V.2 : la section minimal et maximal d'armature.**

BLOC	Section poteau	Pourcentage	Pourcentage maximal	
		minimum 0,8% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
BLOC A	Poteau (50×50)	20	100	150
BLOC B	Poteau (50×50)	20	100	150
BLOC C	Poteau (50x50)	20	100	150

**a- Calcul des armatures longitudinales des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux.**

BLOC	Niveau	Section	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	OBS	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adopter (cm <sup>2</sup> )
BLOC A	RDC+2	50×50	N <sub>max</sub> =-1295,29	M <sub>corr</sub> =54,903	ELU	SEC	0	0	20	12HA16	24,13
			N <sub>min</sub> =7,61	M <sub>corr</sub> =44,236	0,8G+EY	SPC	0	2,48			
			N <sub>corr</sub> =-409,62	M <sub>max</sub> = 202,098	ELU	SPC	0	8,25			
BLOC B	RDC+2	50×50	N <sub>max</sub> =-2202,29	M <sub>corr</sub> =5,029	ELU	SEC	0	0	20	12HA16	24,13
			N <sub>min</sub> =584,52	M <sub>corr</sub> =37,303	0.8G+EY	SET	5,19	9,43			
			N <sub>corr</sub> =-481,78	M <sub>max</sub> =-181,458	G+Q+EY	SPC	4,32	0			
BLOC C	SS+RDC +2	50x50	N <sub>max</sub> =-1839,78	M <sub>corr</sub> =-13,724	ELU	SEC	0	0	20	12HA16	24,13
			N <sub>min</sub> =26,3	M <sub>corr</sub> =3,44	0.8G+EX	SEC	0	0			
			N <sub>corr</sub> =-223,09	M <sub>max</sub> =145,604	ELU	SPC	0	6,37			

**b- Calcul des armatures transversales : (RPA99/2003[1] Art.7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$A_t$  : Armatures transversales

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\text{-si } \lambda_g \geq 5 \quad \rho_a = 2,5$$

$$\text{-si } \lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

**❖ Calcul de l'enlacement géométrique**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur du flambement du poteau:

$$L_f = 0.707 l_0$$

$l_0$  : longueur libre du poteau

**➤ BLOC A ET B :**

**Poteaux (50×50)**

✚ RDC+2 :

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4,08}{0,5} = 5,76$$

$$\lambda_g > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

➤ **BLOC C :****Poteaux (50×50)**

✚ RDC+2 :

$$\lambda_g = 5,76 > 5 \quad \rho_a = 2,5$$

✚ Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{0,707 \times 3,06}{0,5} = 4,32$$

$$\lambda_g < 5 \quad \rho_a = 3,75$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min(10 \phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,6 ; 15\text{cm})$$

$$S_t < 16 \text{ cm}$$

• **Zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_l = 15 \times 1,6$$

$$S_t < 24 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h \times f_e}$$

**Tableau V.4 : Espacement des armatures transversales**

	Etages	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{tadoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
BLOC A	RDC+2	Zone nodale	10	$\frac{2,5 \times 97,9 \times 10^3 \times 100}{500 \times 400} = 1,22$	4HA10 = 3,14
		Zone courante	15	$\frac{2,5 \times 97,9 \times 10^3 \times 150}{500 \times 400}$	4HA10 = 3,14

				= 1,83	
BLOC B	RDC+2	Zone nodale	10	$\frac{2,5 \times 92,61 \times 10^3 \times 100}{500 \times 400}$ =1,16	4HA10 = 3,14
		Zone courante	15	$\frac{2,5 \times 92,61 \times 10^3 \times 150}{500 \times 400}$ =1,74	4HA10 = 3,14
BLOC C	RDC+2	Zone nodale	10	$\frac{2,5 \times 77,15 \times 10^3 \times 100}{500 \times 400}$ =0,96	4HA10 = 3,14
		Zone courante	15	$\frac{2,5 \times 77,15 \times 10^3 \times 150}{500 \times 400}$ =1,44	4HA10 = 3,14
	Sous-sol	Zone nodale	10	$\frac{3,75 \times 77,15 \times 10^3 \times 100}{500 \times 400}$ =1,44	4HA10 = 3,14
		Zone courante	15	$\frac{3,75 \times 77,15 \times 10^3 \times 150}{500 \times 400}$ =2,16	4HA10 = 3,14

### V.1.2 Vérifications ELU :

#### ❖ Vérifications de la quantité d'armatures transversales

D'après RPA99/2003[1] (article 7.4.2.2) :

Lorsque  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow$  : la quantité d'armatures transversale est  $0.3\% \times S_t \times b$

##### ➤ Zone nodale :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.3\% \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < A_t \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Zone courante :

$$A_{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.3\% \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 < A_t \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Longueur de recouvrement :

D'après RPA99/2003[1] (article 7.4.2.1) :

La longueur minimale de recouvrement pour la zone II est :  $L = 40 \times \varphi l$

- Pour les HA16 :  $L = 40 \times \varphi l = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm}$

❖ **Vérfications des contraintes au cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

Lorsque  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075$

Lorsque  $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04$

**Tableau V. 5 : Vérification des contraintes au cisaillement**

	Etages	$\rho_d$	$\tau_b$ (MPa)	Résultats (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
<b>BLOC A</b>	RDC+2	0,075	$\frac{97,9 \times 10^3}{500 \times 470}$	0,416	1,875	CV
<b>BLOC B</b>	RDC+2		$\frac{92,61 \times 10^3}{500 \times 470}$	0,39		CV
<b>BLOC C</b>	RDC+2		$\frac{77,15 \times 10^3}{500 \times 470}$	0,32		CV
	Sous-sol	0,04	1		CV	

**V.1.3 Vérifications ELS :**

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adop}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} : \text{excentricité à l'ELS}$$

Tableau V.6 : Vérification de la condition de non fragilité

BLOC	Section	Ns	Ms	es	b	D	Amin	A <sub>adop</sub>	observation
BLOC A	50×50	-933,26	39,23	0,042	500	470	10,84	24,13	CV
		-31,52	7,543	0,239	500	470	10,84		CV
		-299,94	144,916	0,48	500	470	10,84		CV
BLOC B	50×50	-1586,62	3,597	0,0023	500	470	7,09	24,13	CV
		-22,92	5,337	0,232	500	470	7,09		CV
		-179,7	-124,097	0,69	500	470	7,09		CV
BLOC C	50x50	-132,99	9,748	0,07	500	470	24,08	24,13	CV
		-49,1	18,585	0,38	500	470	24,08		CV
		-163,58	104,558	0,64	500	470	24,08		CV

❖ **Vérification de la contrainte normale :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V.7 : Vérification des contraintes

BLOC	section	Ns	Ms	Asup	Ainf	$\sigma_{bc}$		$\sigma_{st}$		$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
						sup	inf	sup	inf			
BLOC A	50x50	-933,26	39,23			4,02	1,77	58,3	28,6	15	348	CV
		-31,52	7,543	24,13	24,13	0,33	0	4,55	-2,45			CV
		-299,94	144,916			5,76	0	75,3	-89,2			CV
BLOC B	50x50	-1586,62	3,597	24,13	24,13	5,02	4,82	75,2	72,5	15	348	CV
		-22,92	5,337			0,24	0	3,24	-1,66			CV
		-179,7	- 124,097			0,24	4,74	- 89	60,8			CV
BLOC C		-132,99	9,748	24,13	24,13	0,69	0,13	9,88	2,5	15	348	CV
		-49,1	18,585			0,76	0	10,1	-9,81			CV
		-163,58	104,558			4,02	0	51,9	-72,9			CV

## V. 2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises à un effort tranchant T et a un moment fléchissant M et seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

### V.2.1 Recommandation RPA99/2003 [1] :

#### Armatures longitudinales d'après (Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\max} = 0,5\% b h$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

**Tableau V.8 : la section minimal et maximal d'armature.**

		Dimensions	0.5% b h	4% b h	6% b h
<b>BLOC A</b>	Poutres principales	40X75	15	120	180
		30X40	6	48	72
	Poutres secondaires	30X40	6	48	72
<b>BLOC B</b>	Poutres principales	40X85	17	136	204
		30X60	9	72	108
		30X40	6	48	72
	Poutres secondaires	30X50	7,5	60	90
		30X40	6	48	72
<b>BLOC C</b>	Poutres principales	30X60	9	72	108
		30X45	6,75	54	81
	Poutres secondaires	30X45	6,75	54	81

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  en zone II.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**a- Calcul des armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravés et aux appuis à partir du logiciel ETABS et leur ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **Poutres principales :**

**Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principal.**

					Moments	$A_{cal}$	Ferrailage	$A_{adop}$
			Localisation	Combinaison	(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
<b>BLOC A</b>	40X75	Loin des voiles	Travée	ELU	453,729	15,88	4HA16 (fil) + 4HA16 (chap)	16,08
			Appuis	ELU	513,712	18,23	4HA16 (fil) + 6HA16 (chap)	24,13
	30X40	loin des voiles	Travée	ELU	53,367	4,36	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9,24
			Appuis	ELU	105,43	9,14	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9,24
		Reliées aux voiles	Travée	0,8G+EX	86,258	6,15	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9,24
			Appuis	G+Q+EX	111,107	8,06	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9,24
<b>BLOC B</b>	40X85	Loin des voiles	Travée	ELU	163,794	5,88	4HA20 (fil) + 3HA16 (chap)	18,6
			Appuis	G+Q+EX	204,293	6,34	4HA20 (fil) + 3HA16 (chap)	18,6

	30X60	Loin des voiles	Travée	ELU	152,651	8,2	3HA16 (fil) + 2HA14 (chap)	9,11	
			Appuis	G+Q+EY	193,876	8,95	3HA16 (fil) + 2HA14 (chap)	9,11	
		Reliées aux voiles	Travée	0,8G+EY	177,332	8,14	3HA16 (fil) + 2HA14 (chap)	9,11	
			Appuis	G+Q+EY	253,581	11,91	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)	12,06	
	30X40	Loin des voiles	Travée	G+Q+EX	72,907	5,15	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8,01	
			Appuis	ELU	45,674	3,71	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8,01	
		Reliées aux voiles	Travée	G+Q+EX	100,985	7,27	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8,01	
			Appuis	0,8G+EX	58,35	4,08	3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)	8,01	
	<b>BLOC C</b>	30X60	Loin des voiles	Travée	ELU	190,36	8,32	3HA20 (fil) + 2HA16 (chap)	13,44
				Appuis	ELU	267,763	12,17	3HA20 (fil) + 2HA16 (chap) +	13,44
Reliées aux voiles		Travée	0,8G+EX	93,994	4,22	3HA20 (fil) + 2HA16 (chap) +	13,44		

	30X45	Loin des voiles	Appuis	G+Q+EX	209,844	9,73	3HA20 (fil) + 2HA16 (chap) +	13,44
			Travée	ELU	66,298	3,81	3HA16 (fil) + 2HA14 (chap)	9,11
		Reliées aux voiles	Appuis	G+Q+EX	105,62	6,62	3HA16 (fil) + 2HA14 (chap)	9,11
			Travée	0,8G+EX	155,525	10,01	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10,65
			Appuis	G+Q+EX	178,42	11,64	3HA16 (fil) + 3HA16 (chap)	12,06

- **Poutres secondaires :**

**Tableau V.10 : Ferrailage des poutres secondaire.**

					Moments	$A_{cal}$	Ferrailage	$A_{adop}$
Localisation			Combinaison	(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	
BLOC A	30X40	loin des voiles	Travée	G+Q+EY	31,802	1,74	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78
		Reliées aux voiles	Appuis	G+Q+EY	39,552	2,18	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78
			Travée	0,8G+EY	100,166	5,67	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78

			Appuis	G+Q+EY	117,79	6,73	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78	
BLOC B	30X40	loin des voiles	Travée	G+Q+EY	48,433	3,37	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78	
			Appuis	G+Q+EY	53,303	3,72	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78	
		Reliée s aux voiles	Travée	0,8G+EY	172,869	13,16	3HA20 (fil) + 2HA16 (chap) +	13,44	
			Appuis	G+Q+EY	227,161	18,16	3HA20 (fil) + 3HA20 (chap)	18,84	
		30X50	loin des voiles	Travée	0,8G+EX	154,582	8,73	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10,65
	Appuis			G+Q+EX	182,271	10,42	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10,65	
	Reliée s aux voiles		Travée	G+Q+EX	100,722	5,57	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10,65	
			Appuis	G+Q+EX	164,521	9,34	3HA16 (fil) + 3HA14 (chap)	10,65	
	BLOC C		30X45	loin des voiles	Travée	G+Q+EY	55,557	3,39	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)
		Appuis			G+Q+EY	60,518	3,71	3HA12(FIL) ) + 3HA12 (chap)	6,78

Reliées aux voiles	Travée	0,8G+EY	145,6	9,32	3HA20 (fil)	9,42
	Appuis	G+Q+EY	193,934	12,77	3HA20 (fil) + 2HA16 (chap)	13,45

## b-Vérification des recommandations exigées par RPA :

Tableau V.11 : Vérification des recommandations RPA

Poutres		$A_{adop}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Observation		
BLOC A	PP (40X75)	Loin des voiles	16,08	15	CV	
			24,13		CV	
	PP (30X40)	Loin des voiles		9,24	6	CV
				9,24		CV
		Reliées aux voiles		9,24		CV
				9,24		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles		6,78	6	CV
				6,78		CV
		Reliées aux voiles		6,78		CV
				6,78		CV
	BLOC B	PP (40X85)	Loin des voiles	18,6	17	CV
				18,6		CV
PP (30X60)		Loin des voiles		9,11	9	CV
				9,11		CV
		Reliées aux voiles		9,11		CV
				12,06		CV
PP (30X40)		Loin des voiles		8,01	6	CV
				8,01		CV
		Reliées aux voiles		8,01		CV
				8,01		CV
PS (30X40)		Loin des voiles		6,78	6	CV
				6,78		CV

		Reliées	13,44	7,5	CV	
		aux voiles	18,84		CV	
	<b>PS</b> <b>(30X50)</b>	Loin	10,65		7,5	CV
		des voiles	10,65			CV
		Reliées	10,65			CV
		aux voiles	10,65			CV
<b>BLOC C</b>	<b>PP</b> <b>(30X60)</b>	Loin	13,44	9	CV	
		des voiles	13,44		CV	
		Reliées	13,44		CV	
		aux voiles	13,44		CV	
	<b>PP</b> <b>(30X45)</b>	Loin	9,11	6,75	CV	
		des voiles	9,11		CV	
		Reliées	10,65		CV	
		aux voiles	12,06		CV	
	<b>PS</b> <b>(30X45)</b>	Loin	6,78	6,75	CV	
		des voiles	6,78		CV	
		Reliées	9,42		CV	
		aux voiles	13,45		CV	

### V.2.2 Vérifications ELU :

#### ❖ Condition de non fragilité :

D'après BAEL 91/99[3] (A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{adop}}$$

**Tableau V.12 : condition de non fragilité des poutres secondaire.**

	Poutres	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	observation
<b>BLOC A</b>	PP 40X75	3,47	Condition vérifiée
	PP 30X40	1,34	Condition vérifiée
	PS 30X40	1,34	Condition vérifiée
<b>BLOC B</b>	PP (40X85)	3,96	Condition vérifiée

	PP (30X60)	2,06	Condition vérifiée
	PP (30X40)	1,34	Condition vérifiée
	PS (30X40)	1,34	Condition vérifiée
	PS (30X50)	1,70	Condition vérifiée
BLOC C	PP 30X60	2,06	Condition vérifiée
	PP 30X45	1,63	Condition vérifiée
	PS 30X45	1,63	Condition vérifiée

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

D'après BAEL 91/99[3] (A.5.1.211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

**Tableau V.13 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton.**

Poutres		$T_{\max}(\text{KN})$	$d$ (cm)	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation	
BLOC A	PP (40X75)	Loin des voiles	431,14	72	1,49	3,33	CV
	PP (30X40)	Loin des voiles	139,82	37	1,25		CV
		Reliées aux voiles	102,9		0,93		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	26,34	37	0,24		CV
		Reliées aux voiles	104,55		0,94		CV

BLOC B	PP (40X85)	Loin des voiles	149,07	82	0,45		CV
	PP (30X60)	Loin des voiles	196,98	57	1,15		CV
		Reliées aux voiles	162,64		0,95		CV
	PP (30X40)	Loin des voiles	101,67	37	0,91		CV
		Reliées aux voiles	217,32		1,95		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	84,77	37	0,76		CV
		Reliées aux voiles	280,73		2,52		CV
	PS (30X50)	Loin des voiles	142,3	47	1,01		CV
		Reliées aux voiles	151,17		1,07		CV
	PP (30X60)	Loin des voiles	254,44	57	1,51		CV
		Reliées aux voiles	135,94		0,79		CV

BLOC C	PP (30X45)	Loin des voiles	157,61	42	1,25		CV
		Reliées aux voiles	204,95		1,62		CV
	PS (30X45)	Loin des voiles	56,47	42	0,45		CV
		Reliées aux voiles	183,03		1,45		CV

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui :

D'après BAEL 91/99[3] (A.5.1.32) :

$$\frac{2T_{max}}{a \times b} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a = 0.9d

**Tableau V.14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui.**

Poutres		$T_{max}$ (KN)	d (cm)	$\frac{2T_{max}}{a \times b}$ (MPA)	$0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPA)	Observation	
BLOC A	PP (40X75)	Loin des voiles	431,14	72	3,33	17.39	CV
	PP (30X40)	Loin des voiles	139,82	37	2,79		CV
		Reliées					

		aux voiles	102,9		2,06		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	26,34	37	0,53		CV
		Reliées aux voiles	104,55		2,09		CV
BLOC B	PP (40X85)	Loin des voiles	149,07	82	1,01		CV
		Reliées aux voiles	162,64		2,11		CV
	PP (30X60)	Loin des voiles	196,98	57	2,55		CV
		Reliées aux voiles	162,64		2,11		CV
	PP (30X40)	Loin des voiles	101,67	37	2,03		CV
		Reliées aux voiles	217,32		4,35		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	84,77	37	1,69		CV
		Reliées aux voiles	280,73		5,62		CV
	PS (30X50)	Loin des voiles	142,3	47	2,24		CV
		Reliées					

		aux voiles	151,17		2,38		CV
BLOC C	PP (30X60)	Loin des voiles	254,44	57	3,31		CV
		Reliées aux voiles	135,94		1,77		CV
	PP (30X45)	Loin des voiles	157,61	42	1,38		CV
		Reliées aux voiles	204,95		1,81		CV
	PS (30X45)	Loin des voiles	56,47	42	0,49		CV
		Reliées aux voiles	183,03		1,61		CV

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

D'après BAEL 91/99[3] (A.5.1.321) :

si cette condition est satisfaite :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0$

⇒ alors les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**Tableau V.15 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures.**

Poutres		$T_{max}(KN)$	$M_u$ (KN.m)	d (cm)	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$	Obs
PP (40X75)	Loin des voiles	431,14	453,729	72	- 269,06	CV

BLOC A	PP (30X40)	Loin des voiles	139,82	53,367	37	-20,44	CV
		Reliées aux voiles	102,9	86,258		-156,13	CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	26,34	31,802	37	- 69,16	CV
		Reliées aux voiles	104,55	100,166		-196,25	CV
BLOC B	PP (40X85)	Loin des voiles	149,07	163,794	82	-72,87	CV
	PP (30X60)	Loin des voiles	196,98	152,651	57	-100,58	CV
		Reliées aux voiles	162,64	177,332		-182,04	CV
	PP (30X40)	Loin des voiles	101,67	72,907	37	-117,26	CV
		Reliées aux voiles	217,32	100,985		-85,94	CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	84,77	48,433	37	-60,67	CV
		Reliées aux voiles	280,73	172,869		-238,39	CV
	PS (30X50)	Loin des voiles	142,3	154,582	47	-223,14	CV
		Reliées aux voiles	151,17	100,722		-86,94	CV

BLOC C	PP (30X60)	Loin des voiles	254,44	190,36	57	-116,63	CV
		Reliées aux voiles	135,94	93,994		-47,28	CV
	PP (30X45)	Loin des voiles	157,61	66,298	42	-17,78	CV
		Reliées aux voiles	204,95	155,525		-206,49	CV
	PS (30X45)	Loin des voiles	56,47	55,557	42	-90,51	CV
		Reliées aux voiles	183,03	145,6		-202,15	CV

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

D'après BAEL 91/99[3] (A.6.1.3) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_j} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec:  $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\sum \mu_j = n\pi\phi$ , n : nombre de barres.

**Tableau V.16 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.**

Poutres		$T_{\max}$ (KN)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
PP (40X75)	Loin des voiles	431,14	72	1,65		CV
	Loin	139,82		1,59		CV

BLOC A	PP (30X40)	des voiles		37		3,15	
		Reliées aux voiles	102,9		1,17		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	26,34	37	0,35		CV
		Reliées aux voiles	104,55		1,38		CV
BLOC B	PP (40X85)	Loin des voiles	149,07	82	0,5	3,15	CV
		PP (30X60)	Loin des voiles	196,98	57		1,61
	Reliées aux voiles		162,64		1,32		CV
	PP (30X40)	Loin des voiles	101,67	37	1,24		CV
		Reliées aux voiles	217,32		2,66		CV
	PS (30X40)	Loin des voiles	84,77	37	1,12		CV
		Reliées aux voiles	280,73		2,91		CV

	PS (30X50)	Loin des voiles	142,3	47	1,19	3,15	CV
		Reliées aux voiles	151,17		1,26		CV
BLOC C	PP (30X60)	Loin des voiles	254,44	57	1,72	3,15	CV
		Reliées aux voiles	135,94		0,92		CV
	PP (30X45)	Loin des voiles	157,61	42	1,75		CV
		Reliées aux voiles	204,95		1,92		CV
	PS (30X45)	Loin des voiles	56,47	42	0,66		CV
		Reliées aux voiles	183,03		2,57		CV

❖ **Longueur de scellement droit des barres :**

D'après **BAEL 91/99[3] (A.6.1.23)** :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot ft28$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.52^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25$$

$$\text{Soit : } L_s = 45 \text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29$$

$$\text{Soit : } L_s = 50 \text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33$$

$$\text{Soit : } L_s = 60 \text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 20 : L_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 70.42$$

$$\text{Soit : } L_s = 75 \text{cm}$$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « $L_c$  » est au moins égale à  $0.4L_s$ .

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_s = 18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 14 : L_s = 20 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 16 : L_s = 24 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 20 : L_s = 30 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

D'après **BAEL 91/99** :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right)$$

**Tableau V.17 : calcul des armatures transversales.**

Poutres		$\min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$	$\phi_t$ (cm)	$\phi_t$ (mm)
BLOC A	PP (30X40)	min (1,14 ; 3 ; 1,4)	1,14	8
	PS (30X40)	min( 1,14 ; 3 ; 1,2)	1,14	8
BLOC B	PP (30X40)	min( 1,14 ; 3 ; 1,2)	1,14	8
	PS (30X40)	min( 1,14 ; 3 ; 1,2)	1,14	8
BLOC C	PP (30X45)	min( 1,28 ; 3 ; 1,4)	1,28	10
	PS (30X45)	min( 1,28 ; 3 ; 1,2)	1,2	10

- **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4 \pi \phi_t^2}{4}$$

$\phi_t$ (mm)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
8	2,01	4HA8=2,01
10	3,14	4HA10=3,14

- **Espacement des armatures transversales**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = \min(0.9 d ; 40 \text{ cm} )$$

Exigences RPA99/2003 (Art 7-5-2,2):

Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{14}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right)$

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres	d (cm)	$S_t$ (cm)	$S_{tadop}$ (cm)	Exigences RPA	
<b>(30X40)</b>	37	33,3	15	Nodale : $\min(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm})$ $S_t \leq 10$	$S_t = 8 \text{ cm}$
				Courante : $\frac{40}{2}$ $S_t \leq 20$	$S_t = 15 \text{ cm}$
<b>(30X45)</b>	42	37,8	15	Nodale : $\min(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{cm})$ $S_t \leq 11,25$	$S_t = 8 \text{ cm}$
				Courante : $\frac{45}{2}$ $S_t \leq 22,5$	$S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

$$A_t \geq 3\% \times S_t \times b = 3\% \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,35 \text{ cm}^2$$

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée  $L' = 2xh$

$$\text{(30x40)} : L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{(30x45)} : L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

### V.2.3 Vérifications ELS :

- ❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

D'après BAEL 91/99[3] (A.4.5.2) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

**Tableau V.18 : Vérification des contraintes.**

			Moments	$A_{adop}$					
Position			(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	
BLOC A	PP 40X75	Loin des voiles	Travée	326,705	16,08	102,6	8,02	15	CV
		Appuis	370,208	24,13	94,2	7,22	CV		
	PP 30X40	loin des voiles	Travée	37,825	9,24	44,8	3,97		CV
			Appuis	74,862	9,24	88,7	7,86		CV
	Reliées aux voiles	Travée	8,088	9,24	9,58	0,85	CV		
		Appuis	21,559	9,24	25,5	2,26	CV		
	PS 30X40	loin des voiles	Travée	7,252	6,78	9,86	0,9		CV
			Appuis	13,648	6,78	18,6	1,7		CV
		Reliées aux voiles	Travée	9,025	6,78	12,3	1,12		CV
			Appuis	18,415	6,78	25	2,29		CV

<b>BLOC B</b>	PP 40X85	Loin des voiles	Travée	119,652	18,6	29,1	2,23	15	CV
			Appuis	131,333	18,6	32	2,45		CV
	PP 30X60	Loin des voiles	Travée	108,638	9,11	72	5,91		CV
			Appuis	135,239	9,11	89,6	7,36		CV
		Reliées aux voiles	Travée	24,067	9,11	16	1,31		CV
			Appuis	49,606	12,06	28,7	2,31		CV
	PP 30X40	Loin des voiles	Travée	32,472	8,01	41,1	3,69		CV
			Appuis	43,188	8,01	54,6	4,91		CV
		Reliées aux voiles	Travée	5,863	8,01	7,41	0,67		CV
			Appuis	30,815	8,01	39	3,5		CV
	PS 30X40	Loin des voiles	Travée	20,338	6,78	27,7	2,53		CV
			Appuis	27,322	6,78	37,2	3,4		CV
		Reliées aux voiles	Travée	14,124	13,44	13,9	1,19		CV
			Appuis	34,31	18,84	27,9	2,35		CV
	PS 30X50	Loin des voiles	Travée	40,484	10,65	32,4	2,71		CV
			Appuis	46,1	10,65	36,9	3,09		CV
		Reliées	Travée	23,094	10,65	18,5	1,55		CV

		aux voiles	Appuis	46,262	10,65	37,1	3,1		CV	
<b>BLOC C</b>	PP 30X60	Loin des voiles	Travée	135,689	13,44	74,3	5,94	15	CV	
			Appuis	190,769	13,44	104,5	8,36		CV	
		Reliées aux voiles	Travée	35,919	13,44	19,7	1,57		CV	
			Appuis	74,748	13,44	40,9	3,27		CV	
		PP 30X45	Loin des voiles	Travée	14,75	9,11	14,8		1,28	CV
				Appuis	30,17	9,11	30,3		2,62	CV
	Reliées aux voiles		Travée	14,75	10,65	13,8	1,17	CV		
			Appuis	30,17	12,06	26,5	2,24	CV		
	PS 30X45	Loin des voiles	Travée	13,838	6,78	15,9	1,41	CV		
			Appuis	37,059	6,78	42,5	3,79	CV		
		Reliées aux voiles	Travée	18,957	9,42	18,8	1,62	CV		
			Appuis	31,692	13,45	26,3	2,2	CV		

❖ **Etat limite de déformation :**

D'après **BAEL 91/99[3] (B.6.5.3)** :

$$\text{Lorsque } L > 5 \Rightarrow f < \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$$

$$\text{Lorsque } L < 5 \Rightarrow f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par SOCOTEC :

**BLOC A :**

✚ **PP (40x75) :**

$$f = 0,005 \text{ m} < \bar{f} = 0,5 + \frac{9,25}{1000} = 0,51 \text{ m}$$

✚ **PP (30x40) :**

$$f = 0,003 \text{ m} < \bar{f} = \frac{4,70}{500} = 0,0094 \text{ m}$$

✚ **PS (30x40) :**

$$f = 0,002 \text{ m} < \bar{f} = \frac{4,35}{500} = 0,0087 \text{ m}$$

**BLOC B :**

✚ **PP (40x85) :**

$$f = 0,005 \text{ m} < \bar{f} = 0,5 + \frac{10,21}{1000} = 0,51 \text{ m}$$

✚ **PP (30x60) :**

$$f = 0,008 \text{ m} < \bar{f} = 0,5 + \frac{7,99}{1000} = 0,51 \text{ m}$$

✚ **PP (30x40) :**

$$f = 0,002 \text{ m} < \bar{f} = \frac{4,45}{500} = 0,0089 \text{ m}$$

✚ **PS (30x50) :**

$$f = 0,0055 \text{ m} < \bar{f} = 0,5 + \frac{6,47}{1000} = 0,51 \text{ m}$$

✚ **PS (30x40) :**

$$f = 0,0015 \text{ m} < \bar{f} = \frac{3,90}{500} = 0,0078 \text{ m}$$

**BLOC C :**

✚ **PP (30x60) :**

$$f = 0,006 \text{ m} < \bar{f} = 0,5 + \frac{7,50}{1000} = 0,51 \text{ m}$$

✚ **PP (30x45) :**

$$f = 0,002 \text{ m} < \bar{f} = \frac{4,80}{500} = 0,0096 \text{ m}$$

✚ **PS (30x45) :**

$$f = 0,004 \text{ m} < \bar{f} = 0,5 + \frac{5,50}{1000} = 0,505 \text{ m}$$

### V. 3 Ferrailage des voiles :

#### a) Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

Zone I : RDC

Zone II : 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étage.

#### b) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

•Selon le BAEL 91  $\longrightarrow$  ELU  $1.35G+1.5Q$   
 ELS  $G+Q$

•Selon le RPA 2003  $\longrightarrow$   $G+Q+E$   
 $0.8G\pm E$

#### c) Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à la base, il ya deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancés  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile courts  $\frac{h}{l} < 1.5$

➤ **Ferrailage des voiles pleins :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**V-3-1 Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

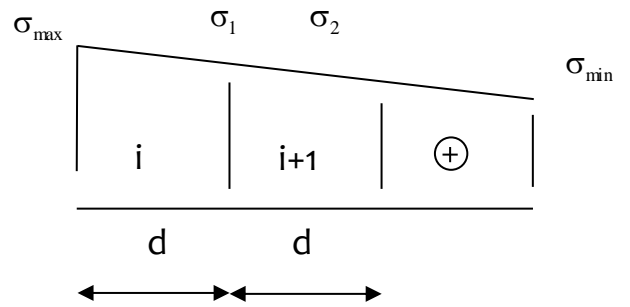
**V-3-1-1 Armatures verticales :**

**a) Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



➤ Pour une Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et  $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

➤ Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Armatures minimales :**

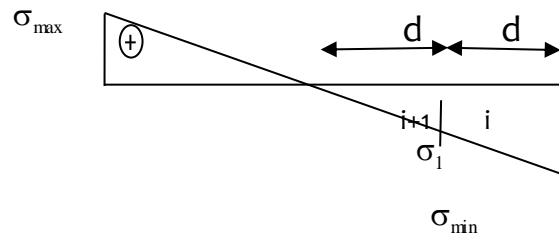
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.0015B \right\}$$

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



**V-3-1-2 Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$  Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$  En zone courante

B : Section du béton

$A_v$  : Section d'armature verticale.

### V-3-1-3 Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### V-3-1-4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

### V-3-1-5 Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  légat urées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### V-3-2 Dispositions constructives :

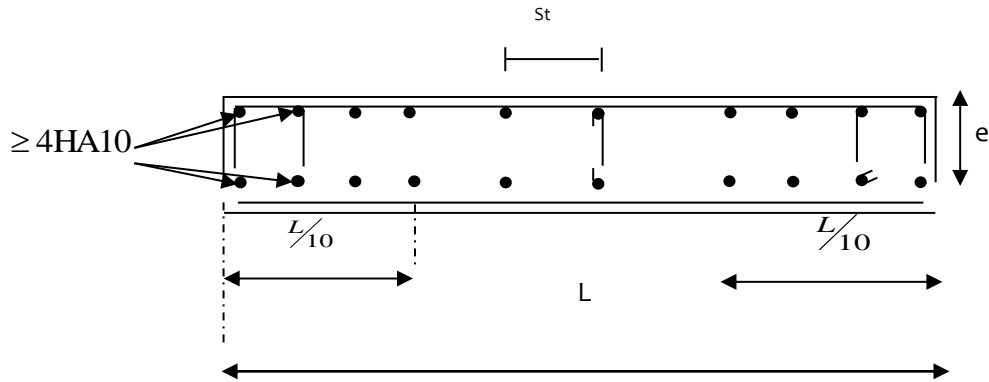
#### ➤ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : ..... Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $L/10$  de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**V-3-3 Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPA.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

**V-3-4 Ferrailage des voiles :**

**BLOC A :**

**VOILES (V1, V2) :**

zone		zone 1	zone 2
<b>caracteristique geometrique</b>	L(m)	2.75	2.75
	B (m <sup>2</sup> )	0.55	0.55
	e (m)	0.2	0.2
<b>solicitations de calcul</b>	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	6366.4	3975.96
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-9367.12	-2850.03
	Vu (KN)	511.53	287.32
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	1.11	1.15
	Lc	1.64	1.6
	d (m)	0.74	0.77
<b>ferrailage armature longitudinal</b>	sigma1	2122.15	950.01
	N (KN)	708.42	290.88
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	17.71	8.18
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	8.855	4.09
	Amin (cm <sup>2</sup> )	4.44	4.6

	Av adopte	9.05	4.52
	choix armature	2*8HA12	2*4HA12
	st	10	20
<b>ferrailage armature horizontale</b>	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	4.41	4.12
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71
	choix armature	2*6HA10	2*6HA10
	ST	19	19
<b>armatures transversal</b>		4 epingle HA8/m <sup>2</sup>	4 epingle HA8/m <sup>2</sup>
<b>verification des contraintes</b>	$\tau_b = 5\text{MPa}$	0.23	0.09
	$\tau_u = 2.5\text{MPa}$	0.007	0.001
	$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$	8.91	5.37

**VOILES (V3, V4)**

zone		zone 1	zone 2
<b>caracteristique geometrique</b>	L(m)	2.1	2.1
	B (m <sup>2</sup> )	0.42	0.42
	e (m)	0.2	0.2
<b>solicitations de calcul</b>	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	8793.69	3975.96
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-3219.36	-2850.03
	Vu (KN)	293.04	287.32
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	0.56	0.68
	Lc	1.54	1.42
	d (m)	0.38	0.45
<b>ferrailage armature longitudinal</b>	sigma1	1075.12	950.01
	N (KN)	181.17	156.88
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	4.53	3.92
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	2.265	1.96
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2.24	2.72
	Av adopte	3.39	3.39
	choix armature	2*3HA12	2*3HA12

	st	10	10
ferrailage armature horizontale	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	3.15	3.15
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	3.93	3.93
	choix armature	2*5HA10	2*5HA10
	ST	20	20
armatures transversale		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
verification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	0.39	0.15
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	0.14	0.12
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	5.46	2.39

**BLOC B :****VOILES (V1, V2, V3)**

zone		zone 1	zone 2
caracteristique geometrique	L(m)	2.5	2.5
	B (m <sup>2</sup> )	0.5	0.5
	e (m)	0.2	0.2
solicitations de calcul	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	3842	2124.04
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-2289	-6323.96
	Vu (KN)	517.77	225.22
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	0.6	0.63
	Lc	1.9	1.87
	d (m)	0.4	0.42
ferrailage armature longitudinal	sigma1	1280.72	708.01
	N (KN)	228.63	133.52
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	5.72	3.34
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	2.86	1.67
	Amin (cm <sup>2</sup> )	2.4	2.52

	Av adopte	3.39	3.39
	choix armature	2*3HA12	2*2HA12
	st	10	20
ferrailage armature horizontale	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	3.75	3.75
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	3.93	3.93
	choix armature	2*5HA10	2*5HA10
	ST	20	20
armatures transversale		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
verification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	0.36	0.11
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	0.013	0.003
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	6.14	5.84

## VOILES (V4)

zone	zone 1	zone 2	
caracteristique geometrique	L(m)	2.67	2.67
	B (m <sup>2</sup> )	0.534	0.534
	e (m)	0.2	0.2
solicitations de calcul	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	-1838.8	-375.25
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-4005.6	-3885.2
	Vu (KN)	266.03	247.22
	Nature de la section	SEC	SEC
	Lt (m)	0	0
	Lc	2.67	2.67
	d (m)	2.67	2.67
ferrailage armature longitudinal	sigma1	-613.89	-187.78
	N (KN)	1548.6	133.52
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	0.5	0.17
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	0.25	0.085
	Amin (cm <sup>2</sup> )	10.68	10.68
	Av adopte	14.7	14.7

<b>ferrailage armature horizontale</b>	choix armature	2*13HA12	2*13HA12
	st	20	20
	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	4.01	4.01
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71
	choix armature	2*6HA10	2*6HA10
	ST	19	19
<b>armatures transversale</b>		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
<b>verification des contraintes</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$	0.76	0.38
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	0.012	0.001
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	9.45	4.9

**VOILES V5**

zone		zone 1	zone 2
<b>caracteristique geometrique</b>	L(m)	2.9	2.9
	B (m <sup>2</sup> )	0.58	0.58
	e (m)	0.2	0.2
<b>solicitations de calcul</b>	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	9117.36	2644.29
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-4772.5	-4875.32
	Vu (KN)	464.59	396.67
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	1	1
	Lc	1.9	1.9
	d (m)	0.66	0.66
<b>ferrailage armature longitudinal</b>	sigma1	1590.93	881.25
	N (KN)	475.5	269.66
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	11.9	6.71
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	5.95	3.355
	Amin (cm <sup>2</sup> )	4	4.02
	Av adopte	6.79	4.52

<b>ferrailage armature horizontale</b>	choix armature	2*6HA12	2*4HA12
	st	12	15
	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	4.35	4.35
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71
	choix armature	2*6HA10	2*6HA10
	ST	19	19
<b>armatures transversale</b>		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
<b>verification des contraintes</b>	$\tau_b=5\text{MPa}$	0.71	0.46
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	0.25	0.13
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	12.98	9.64

**BLOC C :****VOILES (V1, V2)**

zone	zone 1	zone 2	
<b>caracteristique geometrique</b>	L(m)	2.05	2.05
	B (m <sup>2</sup> )	0.41	0.41
	e (m)	0.2	0.2
<b>solicitations de calcul</b>	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	3846.1	2000
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-10216.89	-4598.9
	Vu (KN)	327.7	238.5
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	0.56	0.62
	Lc	1.49	1.43
	d (m)	0.37	0.41
<b>ferrailage armature longitudinal</b>	sigma1	1282.05	666.67
	N (KN)	215.64	124.25
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	5.39	3.11
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	2.695	1.555

	Amin (cm <sup>2</sup> )	2.24	2.4
	Av adopte	3.39	2.26
	choix armature	2*3HA12	2*2HA12
	st	15	20
ferrailage armature horizontale	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	3.07	3.07
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	3.93	3.93
	choix armature	2*6HA10	2*6HA10
	ST	20	20
armatures transversale		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
verification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	0.43	0.031
	$\tau_u=2.5\text{MPa}$	0.264	0.14
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	12.7	8.04

## VOILES (V3, V4)

zone		zone 1	zone 2
caracteristique geometrique	L(m)	3	3
	B (m <sup>2</sup> )	0.6	0.6
	e (m)	0.2	0.2
solicitations de calcul	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	4846.67	2116.6
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-10633.33	-5150
	Vu (KN)	638.22	462.37
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	0.94	0.88
	Lc	2.06	2.12
	d (m)	0.63	0.59
ferrailage armature longitudinal	sigma1	1615.56	714.44
	N (KN)	455.45	184.96
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	11.39	4.62
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	5.695	2.31
	Amin (cm <sup>2</sup> )	3.7	3.4

	Av adopte	6.79	3.39
	choix armature	2*6HA12	2*3HA12
	st	12	20
<b>ferrailage armature horizontale</b>	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71
	choix armature	2*6HA10	2*6HA10
	ST	20	20
<b>armatures transversale</b>		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
<b>verification des contraintes</b>	$\tau_b = 5\text{MPa}$	1.59	0.72
	$\tau_u = 2.5\text{MPa}$	0.13	0.03
	$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$	8.88	6.71

**VOILES V5**

zone	zone 1	zone 2	
<b>caracteristique geometrique</b>	L(m)	3.51	3.51
	B (m <sup>2</sup> )	0.702	0.702
	e (m)	0.2	0.2
<b>solicitations de calcul</b>	SIGMA max(KN/m <sup>2</sup> )	5281.47	2345.19
	SIGMA min(KN/m <sup>2</sup> )	-8993.7	-5054.59
	Vu (KN)	794.53	526.22
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lt (m)	1.3	1.29
	Lc	2.21	2.22
	d (m)	0.87	0.86
<b>ferrailage armature longitudinal</b>	sigma1	1760.25	781.65
	N (KN)	685.86	301.6
	av (cm <sup>2</sup> )/bande	17.15	7.54
	av (cm <sup>2</sup> )/nappe	8.575	3.77
	Amin (cm <sup>2</sup> )	5.19	5.14

	Av adopte	5.65	4.52
	choix armature	2*5HA12	2*2HA12
	st	16	20
<b>ferrailage armature horizontale</b>	AH/nappe (cm <sup>2</sup> )	5.25	5.25
	AH ADOPTE(cm <sup>2</sup> )	5.5	5.5
	choix armature	2*7HA10	2*7HA10
	ST	13	13
<b>armatures transversale</b>		4 epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 epingles HA8/m <sup>2</sup>
<b>verification des contraintes</b>	$\tau_b = 5\text{MPa}$	0.26	0.17
	$\tau_u = 2.5\text{MPa}$	0.019	0.007
	$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$	11.97	6.14

## **Chapitres VI : Etude de l'infrastructure**

**Introduction :**

L'infrastructure, qui est la partie enterrée de chaque structure, se repose sur un sol solide aussi appelé sol d'assise, son rôle est de supporter et transmettre les charges de la structure au sol, cette transmission peut être directe par l'intermédiaire des semelles reposant sur le sol ou le radier général dans le cas de fondation superficielles, ou de manière indirecte en utilisant des pieux dans le cas de fondation profonde, afin de minimiser les tassements différentielle et prévenir les déplacements sous l'effet des forces horizontales.

Les combinaisons de calcul sont :

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1)  $G + Q + E$

2)  $0.8 \times G \pm E$

D'après le BAEL (Article B.9.2) :

1)  $1,35G + 1,5Q$

2)  $G + Q$

**A- BLOC A :****VI-A-1 Choix du type de fondation :**

Avec une capacité portante de 2,2 bars ; il y'a lieu de choisir des fondations superficielles :

- Semelles isolé
- Semelles filante
- Radier général

En premier lieu nous allons vérifier la condition de RPA 99/2003 qui nous permet de choisir soit un radier ou bien des semelles filantes à partir de la relation suivante :

$$\frac{\sum \text{Surfaces semelles}}{\text{Surfaces batiment}} < 50\%$$

**VI-A-2 Vérification des semelles :**

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{11886,4}{220} = 54,02 \text{ m}^2$$

$$S_s = 54,02 \text{ m}^2 < 0,5 \times S_b = 0,5 \times 307,05 = 153,52 \text{ m}^2$$

La surface total des semelles est inférieur a 50% de la surface du bâtiment donc on choisit :

- Semelles isolé sous poteaux
- Semelles filantes sous voiles

**VI-A-3 Pré dimensionnement des semelles isolés :**

La surface de la semelle doit satisfaire la condition suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$S_s$ : Surface de la semelle ( $\text{cm}^2$ )

$N$  : effort normal du poteau le plus sollicité a ELS

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ( $\text{KN/m}^2$ )

$$S_s = \frac{933,26}{220} = 4,2 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{4,2} = 2,04 \text{ m}$$

On choisit  $A = B = 2.20\text{m}$

- **Condition de non fragilité :**

Hauteur semelles :

$$h_t \geq d + 0,05 \text{ m}$$

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right.$$

$$d \geq 42 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 45 \text{ cm}$

$$h_t \geq 0,4 + 0,05 \text{ m}$$

On prend :  $h_t = 50 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}} + PP_{\text{Semelle}}}{A \times B} = \frac{933,26 + 60,5}{2,20 \times 2,20} = 2,05 \text{ bar} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2,2 \text{ bar}$$

⇒ **Condition vérifié.**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$N'_u < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N'_u$ : Charge poinçonnement

$$N'_u = N_u \left[ 1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{A \cdot B} \right]$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h)$$

$$N'_u = 1295,29 \left[ 1 - \frac{(0,5 + 2 \times 0,50)(0,5 + 2 \times 0,40)}{2,2 \times 2,2} \right]$$

$$N'_u = 693,14 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 3,8$$

$$660,59 < 0,045 \cdot 3,8 \cdot 0,45 \cdot \frac{25000}{1,5}$$

$$693,14 \text{ KN} < 1282,5 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifié.

#### VI-A-4 Calcul des contraintes dans le sol :

Selon article (3.541 DTR fondation superficielle)

$$N_u = 1295,29 \text{ KN}$$

$$M_u = 54,9 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{54,9}{1295,29} = 0,042 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,36 \text{ m} \quad \text{La repartions est trapézoïdale :}$$

Calcul des contraintes pour une répartition trapézoïdale

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_1 = \frac{1295,29}{2,2 \times 2,2} \left(1 + \frac{6 \times 0,042}{2,2}\right) = 297,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_2 = \frac{1295,29}{2,2 \times 2,2} \left(1 - \frac{6 \times 0,042}{2,2}\right) = 235,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 281,67 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{Sol} = 296,2 \text{ KN/m}^2$$

Selon article 3.5411 du DTR fondation superficielle :

Lorsque la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne nous pouvons encore utiliser la méthode des bielles, mais en prenant en compte, non plus la charge verticale  $N$  agissant réellement, mais une charge fictive  $N'$  obtenue en multipliant la surface totale de la semelle par la contrainte  $\sigma_{moy}$ .

$$\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_{moy}}{2} \quad 61,56 \text{ KN/m}^2 < 140,83 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$N'_u = \sigma_{moy} \times A \times B$$

$$N'_u = 281,67 \times 2,2 \times 2,2 = 1363,28 \text{ KN}$$

**VI-A-5 Ferrailage :**

Pour le ferrailage nous allons utiliser la méthode des bielles

$$A_x = A_y = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_x = A_y = \frac{1363,28 \times 10^3 (2,2 - 0,50)}{8 \times 0,45 \times 348} = 18,49 \text{ cm}^2$$

On adopte : **13HA14=20,01cm<sup>2</sup>**

**Calcul hauteur du patin :**

(Avec crochets)  $h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm}$

$$h' \geq 22,80$$

$$h' = 25 \text{ cm}$$

- **Calcul espacement :**

$$S_{tx} = S_{ty} \leq \frac{220 - 10}{12} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 17,5 \text{ cm}$$

Espacement sous poteaux 10 cm

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sx} = \frac{N_u(B-b)}{2 \times B \times N_b \times d \times \phi \times \pi} = \frac{1295,28 (2,2-0,5) \times 10^6}{2 \times 2,2 \times 13 \times 0,45 \times 14 \times 3,14 \times 10^6} = 1,94 \text{ MPA}$$

$$\text{Ancrage des barres adhérence limite } \tau' = 1,35 \times f_{t28} \times 0,8 = 2,26 \text{ MPA}$$

$$\tau_{sx} < \tau' \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times h')} = \frac{1295,28 \times (2,2 - 0,5 \times \frac{5 \times 0,5}{3})}{2(2,2 - 2 \times 0,25)} = 539,7 \text{ KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{539,2 \times 10^3}{2200 \times 500} = 0,49 \text{ MPA} \leq \tau_{\text{limite}} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

- **Vérification au renversement :  $0,8 G \pm E$**

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{9,97}{606,2} \leq \frac{2,2}{4} = 0,016 \text{ m} \leq 0,55 \text{ m}$$

### VI-A-6 Semelles filantes sous voiles :

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle

- **Dimensionnement :**

$$S > \frac{N}{\sigma_{\text{Sol}}}$$

$$N = 538,9 \text{ KN}$$

$$S > \frac{538,9}{220} = 2,45 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{2,15} = 1,56 \text{ m}^2$$

On choisit  $B = 1,70 \text{ m}$

On choisit une semelle de longueur :

$$L = 2,75 + 0,50 + 2 \times \text{débord} (0,5) = 4,25 \text{ m}$$

- **Condition de non fragilité :**

Hauteur de la semelle :

$$h = d + 0,05$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0,3 \text{ cm}$$

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

- **Calcul des contraintes dans le sol**

**Selon article (3.541 DTR fondation superficielle)**

$$N_u = 829,59 \text{ KN}$$

$$M_u = 62,84 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{62,84}{829,59} = 0,075 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,28 \text{ m} \quad \text{La repartions est trapézoïdale :}$$

Calcul des contraintes pour une répartition trapézoïdale

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{L \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_1 = \frac{829,59}{4,25 \times 1,7} \left(1 + \frac{6 \times 0,075}{1,7}\right) = 145,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{L \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_2 = \frac{829,59}{4,25 \times 1,7} \left(1 - \frac{6 \times 0,075}{1,7}\right) = 84,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 130,03 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{Sol} = 296,2 \text{ KN/m}^2$$

Selon article 3.5411 du DTR fondation superficielle :

Lorsque la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne nous pouvons encore utiliser la méthode des bielles, mais en prenons en compte, non plus la charge verticale  $N$  agissant réellement, mais une charge fictive  $N'$  obtenue en multipliant la surface totale de la semelle par la contrainte  $\sigma_{moy}$ .

$$\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_{moy}}{2} \quad 60,86 \text{ KN/m}^2 < 65,015 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$N'_u = \sigma_{moy} \times L \times B$$

$$N'_u = 130,03 \times 1,7 \times 4,25 = 939,46 \text{ KN}$$

- **Calcul semelle :**

$$A_s = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

$$N'_u = 939,46 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{939,46 \times 10^3 (1,7 - 0,50)}{8 \times (0,40 - 0,05) \times 348} = 11,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : **11HA12=12,44 cm<sup>2</sup>**

$$S_t = 9,5 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{B \times A_s}{4} = 5,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA12 = 7,92 cm<sup>2</sup>**

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

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sx} = \frac{N_u (B-b)}{2 \times B \times N_b \times d \times \phi \times \pi} = \frac{829,59 (1,7-0,5) \times 10^6}{2 \times 1,7 \times 11 \times 0,40 \times 12 \times 3,14 \times 10^6} = 1,76 \text{ MPA}$$

Ancrage des barres adhérence limite  $\tau' = 1,35 \times f_{t28} \times 0,8 = 2,26 \text{ MPA}$

$$\tau_{sx} < \tau'$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times h')} = \frac{829,59 \times (1,7 - 0,5 \times \frac{5 \times 0,4}{3})}{2(1,7 - 2 \times 0,25)} = 276,53 \text{ KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{276,53 \times 10^3}{1700 \times 400} = 0,40 \text{ MPA} \leq \tau_{\text{limite}} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

- **Vérification au renversement :  $0,8 G \pm E$**

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{63,79}{1834,98} \leq \frac{1,7}{4} = 0,034 \text{ m} \leq 0,425 \text{ m}$$

**VI-A-7 Longrines :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction « F »

#### VI-A-7-1 Dimensionnement de la longrine :

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25x30) cm<sup>2</sup> pou les sites de catégorie S2, S3.

(30x30) cm<sup>2</sup> pour le site de catégorie S4.

Les longrines seront calculer pour résister à la traction d'une force égale a  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

$\alpha$ :Coefficients fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré  $\alpha = 12$

$$F = \frac{1295,28}{12} = 107,94 \text{ KN}$$

Pour notre cas on prend une section de (30x40) cm<sup>2</sup>.

#### VI-A-7-2 Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,006 \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 40 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

On prend : **6 HA14= 9,24 cm<sup>2</sup>**

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq \min( 20\text{cm} ; 15\phi )$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

A partir du CBA93 Art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \leq 0,4 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

On prend : **2HA8=1,01 cm<sup>2</sup>**

### B- BLOC B :

#### VI-B-1 Vérification des semelles :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{18220,94}{250} = 72,88 \text{ m}^2$$

$$S_s = 72,88 \text{ m}^2 < 0,5 \times S_b = 0,5 \times 916,48 = 458,24 \text{ m}^2$$

La surface total des semelles est inférieur a 50% de la surface du bâtiment donc on choisit :

- Semelles isolé sous poteaux
- Semelles filantes sous voiles

#### VI-B-2 Pré dimensionnement des semelles isolés :

La surface de la semelle doit satisfaire la condition suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s = \frac{1089,21}{220} = 4,95 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{4,95} = 2,22 \text{ m}$$

On choisit A = B = 2,35 m

Hauteur semelles :

$$h_t \geq d + 0,05 \text{ m}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right.$$

$$d \geq 46 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 50 \text{ cm}$

$$h_t \geq 0,45 + 0,05 \text{ m}$$

On prend :  $h_t = 55 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}} + PP_{\text{Semelle}}}{A \times B} = \frac{1089,2 + 75,93}{2,35 \times 2,35} = 2,1 \text{ bar} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,2 \text{ bar}$$

⇒ **Condition vérifié.**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$N'_u < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = N_u \left[ 1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{A \cdot B} \right]$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h)$$

$$N'_u = 1507,1 \left[ 1 - \frac{(0,5 + 2 \times 0,55)(0,5 + 2 \times 0,55)}{2,35 \times 2,35} \right]$$

$$808,47 \text{ KN} < 0,045 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot \frac{25000}{1,5}$$

$$808,47 \text{ KN} < 1500 \text{ KN}$$

⇒ **Condition vérifié.**

### VI-B-3 Calcul des contraintes dans le sol :

Selon article (3.541 DTR fondation superficielle)

$$N_u = 1507,2 \text{ KN}$$

$$M_u = 27,51 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{27,51}{1507,2} = 0,018\text{m} < \frac{B}{6} = 0,39\text{m} \quad \text{La repartitions et trapézoïdale :}$$

Calcul des contraintes pour une répartition trapézoïdale

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_1 = \frac{1507,2}{2,35 \times 2,35} \left(1 + \frac{6 \times 0,018}{2,35}\right) = 285,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_2 = \frac{1507,2}{2,35 \times 2,35} \left(1 - \frac{6 \times 0,018}{2,35}\right) = 260,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 279,05 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{Sol} = 296,2 \text{ KN/m}^2$$

Selon article 3.5411 du DTR fondation superficielle :

Lorsque la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale et inférieurs a la moitié de la contrainte moyenne nous pouvons encore utiliser la méthode des bielles, mais en prenons en compte, non plus la charge vertical N agissant réellement, mais une charge fictive  $N'$  obtenue on multipliant la surface total de la semelle par la contraintes  $\sigma_{moy}$ .

$$\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_{moy}}{2} \quad 24,57 \text{ KN/m}^2 < 139,52 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$N'_u = \sigma_{moy} \times A \times B \quad N'_u = 279,05 \times 2,35 \times 2,35 = 1541,05 \text{ KN}$$

#### VI-B-4 Ferrailage :

Pour le ferrailage nous allons utiliser la méthode des bielles

$$A_x = A_y = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s} = \frac{1541,05 \times 10^3 (2,35 - 0,50)}{8 \times 0,50 \times 348} = 20,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : **14HA14=21,55cm<sup>2</sup>**

#### Calcul hauteur du patin :

(Avec crochets)  $h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm}$

$$h' \geq 22,80$$

$$h' = 25 \text{ cm}$$

- **Calcul espacement :**

$$S_{tx} = S_{ty} \leq \frac{235 - 10}{13} = 18,07 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm}$$

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sx} = \frac{N_u (B-b)}{2 \times B \times N_b \times d \times \phi \times \pi} = \frac{1507,1 (2,35 - 0,5) \times 10^6}{2 \times 2,35 \times 14 \times 0,50 \times 14 \times 3,14 \times 10^6} = 1,92 \text{ MPA}$$

$$\text{Ancrage des barres adhérence limite } \tau' = 1,35 \times f_{t28} \times 0,8 = 2,26 \text{ MPA}$$

$$\tau_{sx} < \tau' \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times h')} = \frac{1507,1 \times (2,35 - 0,5 \times \frac{5 \times 0,55}{3})}{2(2,35 - 2 \times 0,25)} = 690,75 \text{ KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{690,75 \times 10^3}{2350 \times 500} = 0,58 \text{ MPA} \leq \tau_{limite} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

- **Vérification au renversement :  $0,8 G \pm E$**

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{14,83}{1046,07} \leq \frac{2,35}{4} = 0,014m \leq 0,58m$$

#### VI-B-5 Semelles filantes sous voiles :

- **Dimensionnement :**

$$S > \frac{N}{\sigma_{Sol}}$$

$$N = 374,55 \text{ KN}$$

$$S > \frac{374,55}{220} = 1,7 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{1,49} = 1,3m$$

On choisit  $B = 1,35$  cm

On choisit une semelle de longueur :

$$L = 2,9 + 0,50 + 2 \times \text{débord} (0,5) = 4,4 \text{ m}$$

**Hauteur de la semelle :**

$$h = d + 0,05$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0,21 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

- **Calcul des contraintes dans le sol**

**Selon article (3.541 DTR fondation superficielle)**

$$N_u = 514,94 \text{ KN}$$

$$M_u = 36,27 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21,54}{514,94} = 0,041m < \frac{B}{6} = 0,22m \quad \text{La repartions est trapézoïdale :}$$

Calcul des contraintes pour une répartition trapézoïdale

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{L \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_1 = \frac{514,94}{4,4 \times 1,35} \left(1 + \frac{6 \times 0,041}{1,35}\right) = 102,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{L \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_2 = \frac{514,94}{4,4 \times 1,35} \left(1 - \frac{6 \times 0,041}{1,35}\right) = 71,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 94,48 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{Sol} = 296,2 \text{ KN/m}^2$$

Selon article 3.5411 du DTR fondation superficielle :

Lorsque la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne nous pouvons encore utiliser la méthode des bielles, mais en prenons en compte, non plus la charge verticale  $N$  agissant réellement, mais une charge fictive  $N'$  obtenue en multipliant la surface totale de la semelle par la contraintes  $\sigma_{moy}$ .

$$\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_{moy}}{2} \quad 31,21 \text{KN/m}^2 < 47,24 \text{KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$N'_u = \sigma_{moy} \times L \times B \quad N'_u = 94,48 \times 1,35 \times 4,4 = 561,21 \text{ KN}$$

- **Calcul semelle :**

$$A_s = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

$$N'_u = 561,21 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{561,21 \times 10^3 (1,35 - 0,50)}{8 \times (0,35 - 0,05) \times 348} = 5,71 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA12=7,92 cm<sup>2</sup>**

$$S_t = 19 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{B \times A_s}{4} = 2,67 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA12 = 3,93 cm<sup>2</sup>**

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

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sx} = \frac{N_u (B - b)}{2 \times B \times N_b \times d \times \phi \times \pi} = \frac{514,94 (1,35 - 0,5) \times 10^6}{2 \times 1,35 \times 7 \times 0,3 \times 12 \times 3,14 \times 10^6} = 2,04 \text{ MPA}$$

Ancrage des barres adhérence limite  $\tau' = 1,35 \times f_{t28} \times 0,8 = 2,26 \text{ MPA}$

$\tau_{sx} < \tau' \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Vérification du cisaillement :**

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times h')} = \frac{514,94 \times (1,35 - 0,5 \times \frac{5 \times 0,35}{3})}{2(1,35 - 2 \times 0,25)} = 150,19 \text{ KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{150,19 \times 10^3}{1350 \times 400} = 0,28 \text{ MPA} \leq \tau_{\text{limite}} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

- **Vérification au renversement :  $0,8 G \pm E$**

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{52,23}{1652,36} \leq \frac{1,35}{4} = 0,031 \text{ m} \leq 0,33 \text{ m}$$

### VI-B-6 Longrines :

#### VI-B-6-1 Dimensionnement de la longrine :

Les longrines seront calculer pour résister à la traction d'une force égale a  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

$\alpha$ : Coefficients fonction de la zone sismique et de la categorie de site considiré  $\alpha = 12$

$$F = \frac{1507,01}{12} = 125,58$$

Pour notre cas on prend une section de  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$ .

#### VI-B-6-2 Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,006 \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 40 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

On prend: **6 HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**

Pour les armatures transversales :

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi)$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

A partir du CBA93 Art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \leq 0,4 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

On prend : **2HA8=1,01 cm<sup>2</sup>**

### C- BLOC C :

#### VI-C-1 Vérification des semelles :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{26356,85}{220} = 119,8 \text{ m}^2$$

$$S_s = 119,8 \text{ m}^2 < 0,5 \times S_b = 0,5 \times 417,12 = 208,56 \text{ m}^2$$

La surface total des semelles est inférieur a 50% de la surface du bâtiment donc on choisit :

- Semelles isolé sous poteaux
- Semelles filantes sous voiles

#### VI-C-2 Pré dimensionnement des semelles isolés :

La surface de la semelle doit satisfaire la condition suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s = \frac{1358,15}{220} = 6,17 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{6,17} = 2,48 \text{ m}$$

On choisit A = B = 2,60 m

- **Condition de non fragilité :**

Hauteur semelles :

$$h_t \geq d + 0,05 m$$

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right.$$

$$d \geq 52 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 55 \text{ cm}$

$$h_t \geq 0,5 + 0,05 m$$

On prend :  $h_t = 60 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte :**

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}} + PP_{\text{Semelle}}}{A \times B} = \frac{1358 + 85,93}{2,60 \times 2,60} = 2,13 \text{ bar} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2,2 \text{ bar}$$

⇒ **Condition vérifié.**

- **Vérification au poinçonnement :**

$$N'_u < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h' \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = N_u \left[ 1 - \frac{(a + 2h)(b + 2h)}{A \cdot B} \right]$$

$$N'_u = 1888,4 \left[ 1 - \frac{(0,5 + 2 \times 0,6)(0,5 + 2 \times 0,6)}{2,6 \times 2,6} \right]$$

$$1049,11 < 0,045 \cdot 4,2 \cdot 0,55 \cdot \frac{25000}{1,5}$$

$$1076,38 \text{ KN} < 1732,5 \text{ KN}$$

⇒ **Condition vérifié.**

### VI-C-3 Calcul des contraintes dans le sol

**Selon article (3.541 DTR fondation superficielle)**

$$N_u = 1888,42 \text{ KN}$$

$$M_u = 16,29 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16,29}{1888,42} = 0,008 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,43 \text{ m} \quad \text{La repartions et trapézoïdale :}$$

Calcul des contraintes pour une répartition trapézoïdale

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_1 = \frac{1888,42}{2,6 \times 2,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,008}{2,6}\right) = 284,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_2 = \frac{1888,42}{2,6 \times 2,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,008}{2,6}\right) = 274,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 281,86 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{Sol} = 296,2 \text{ KN/m}^2$$

Selon article 3.5411 du DTR fondation superficielle :

Lorsque la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale et inférieurs a la moitié de la contrainte moyenne nous pouvons encore utiliser la méthode des bielles, mais en prenons en compte, non plus la charge vertical N agissant réellement , mais une charge fictive  $N'$  obtenue on multipliant la surface total de la semelle par la contraintes  $\sigma_{moy}$ .

$$\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_{moy}}{2} \quad 10,06 \text{ KN/m}^2 < 140,93 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$N'_u = \sigma_{moy} \times A \times B$$

$$N'_u = 281,86 \times 2,6 \times 2,6 = 1905,37 \text{ KN}$$

**VI-C-4 Ferrailage :**

Pour le ferrailage nous allons utiliser la méthode des bielles

$$A_x = A_y = \frac{N'_u(A - a)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s} = \frac{1905,37 \times 10^3(2,6 - 0,50)}{8 \times 0,55 \times 348} = 26,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **13HA16=28,15cm<sup>2</sup>**

**Calcul hauteur du patin :**

(Avec crochets)  $h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm}$

$$h' \geq 25,20$$

$$h' = 30 \text{ cm}$$

- **Calcul espacement :**

$$S_{tx} = S_{ty} \leq \frac{260 - 10}{13} = 19,23 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 19 \text{ cm}$$

Espacement sous poteaux 10 cm

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sx} = \frac{N_u (B-b)}{2 \times B \times N_b \times d \times \phi \times \pi} = \frac{1888,42 (2,6-0,5) \times 10^6}{2 \times 2,6 \times 13 \times 0,55 \times 16 \times 3,14 \times 10^6} = 2,12 \text{ MPA}$$

$$\text{Ancrage des barres adhérence limite } \tau' = 1,35 \times f_{t28} \times 0,8 = 2,26 \text{ MPA}$$

$$\tau_{sx} < \tau' \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times h')} = \frac{1888,42 \times (2,6 - 0,5 \times \frac{5 \times 0,6}{3})}{2(2,6 - 2 \times 0,3)} = 991,42 \text{ KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{991,42 \times 10^3}{2600 \times 550} = 0,34 \text{ MPA} \leq \tau_{\text{limite}} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

- **Vérification au renversement :  $0,8 G \pm E$**

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{11,68}{1180,77} \leq \frac{2,6}{4} = 0,009m \leq 0,65m$$

### VI-C-5 Semelles filantes sous voiles :

- **Dimensionnement :**

$$S > \frac{N}{\sigma_{\text{Sol}}}$$

$$N = 967,36 \text{ KN}$$

$$S > \frac{967,36}{220} = 4,39 \text{ cm}^2$$

$$B = \sqrt{3,87} = 2,09$$

On choisit  $B = 2,15 \text{ m}$

On choisit une semelle de longueur :

$$L = 2 + 0,5 + 2 \times \text{débord} (0,5) = 3,5 \text{ m}$$

- **Condition de non fragilité :**

Hauteur de la semelle :

$$h = d + 0,05$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0,41 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

- **Calcul des contraintes dans le sol**

**Selon article (3.541 DTR fondation superficielle)**

$$N_u = 1620,75 \text{ KN}$$

$$M_u = 33,46 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33,46}{1620,75} = 0,02 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,35 \text{ m} \quad \text{La répartition est trapézoïdale :}$$

Calcul des contraintes pour une répartition trapézoïdale

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{L \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_1 = \frac{1620,75}{3,5 \times 2,15} \left(1 + \frac{6 \times 0,02}{2,15}\right) = 225,07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{L \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \sigma_2 = \frac{1620,75}{3,5 \times 2,15} \left(1 - \frac{6 \times 0,02}{2,15}\right) = 205,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 220,22 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33\sigma_{sol} = 296,2 \text{ KN/m}^2$$

Selon article 3.5411 du DTR fondation superficielle :

Lorsque la différence entre la contrainte maximale et la contrainte minimale est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne nous pouvons encore utiliser la méthode des bielles, mais en prenons en compte, non plus la charge verticale  $N$  agissant réellement, mais une charge fictive  $N'$  obtenue en multipliant la surface totale de la semelle par la contraintes  $\sigma_{moy}$ .

$$\sigma_1 - \sigma_2 < \frac{\sigma_{moy}}{2} \quad 19,39KN/m^2 < 110,11KN/m^2$$

Condition vérifiée

$$N'_u = \sigma_{moy} \times L \times B \quad N'_u = 220,22 \times 2,15 \times 3,5 = 1657,15 KN$$

- **Calcul semelle :**

$$A_s = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1657,15 \times 10^3 (2,15 - 0,35)}{8 \times 0,5 \times 348} = 21,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **13HA16=26,14 cm<sup>2</sup>**

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{B \times A_s}{4} = 11,88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA14 = 12,32 cm<sup>2</sup>**

$$S_t = 28 \text{ cm}$$

- **Contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sx} = \frac{N_u (B - b)}{2 \times B \times N_b \times d \times \phi \times \pi} = \frac{1620,75 (2,15 - 0,5) \times 10^6}{2 \times 2,15 \times 13 \times 0,45 \times 16 \times 3,14 \times 10^6} = 2,11 \text{ MPA}$$

Ancrage des barres adhérence limite  $\tau' = 1,35 \times f_{t28} \times 0,8 = 2,26 \text{ MPA}$

$\tau_{sx} < \tau' \Rightarrow$  Condition vérifiée

- **Vérification du cisaillement :**

$$V' = \frac{N \times (A - a \times \frac{5 \times h}{3})}{2(A - 2 \times h')} = \frac{1620,75 \times (2,15 - 0,5 \times \frac{5 \times 0,5}{3})}{2(2,15 - 2 \times 0,25)} = 675,31 \text{KN}$$

$$\tau'' = \frac{V'}{B \times d} = \frac{675,31 \times 10^3}{2150 \times 450} = 0,69 \text{ MPA} \leq \tau_{\text{limite}} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPA}$$

- **Vérification au renversement :  $0,8 G \pm E$**

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{63,52}{1161,16} \leq \frac{2,15}{4} = 0,054 \text{m} \leq 0,53 \text{m}$$

### VI-C-6 Longrines :

#### VI-C-6-1 Dimensionnement de la longrine :

Les longrines seront calculer pour résister à la traction d'une force égale a  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{KN}$

$\alpha$ : Coefficients fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré  $\alpha = 12$

$$F = \frac{1620,75}{12} = 135,06 \text{KN}$$

Pour notre cas on prend une section de (40x30) cm<sup>2</sup>.

#### VI-C-6-2 Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,006 \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 40 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

On prend: **6 HA14 = 9, 24 cm<sup>2</sup>**

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq \min(20 \text{cm} ; 15\phi)$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

A partir du CBA93 Art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \leq 0,4 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

On prend : **2HA8=1,01 cm<sup>2</sup>**

## **Conclusion Générale**

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part, à mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation, et d'autre part expliquer le lien qui relie le monde théorique et le monde pratique.

L'étude que nous avons menée nous a permis de mieux connaître les étapes d'une bonne étude génie civil, à commencer par le pré dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage ainsi que leur ferrailage grâce à l'outil informatique et aux résultats obtenus par le logiciel de calcul ETABS, tout en respectant les différents règlements en vigueur en Algérie.

Il est important pour un diplômé en génie civil de faire une étude qui valorise la sécurité des individus et de garantir une meilleure qualité des matériaux ainsi que leur mise en œuvre pour une construction qui soit la plus résistante possible. Outre que la sécurité, l'aspect économique est un facteur qu'un diplômé ne doit pas négliger, tout en choisissant les sections minimales du béton et d'acier.

Enfin, cette étude n'est qu'une infime partie du domaine du génie civil, et nous sommes conscients qu'il reste beaucoup à faire dans ce domaine pour être de bons diplômés.

# *Bibliographie*

## **Règlements :**

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003 [1].
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93 [2].
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99[3].
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation.

## **Logiciels :**

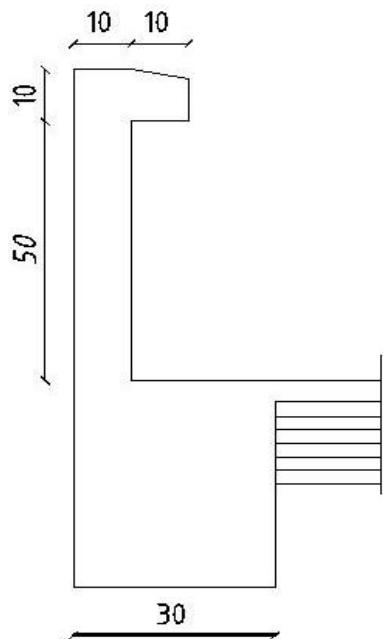
- Logiciel ETABS version 9.6.0.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2013.
- WORD 2013.
- AUTOCAD 2018.

## **Ouvrage :**

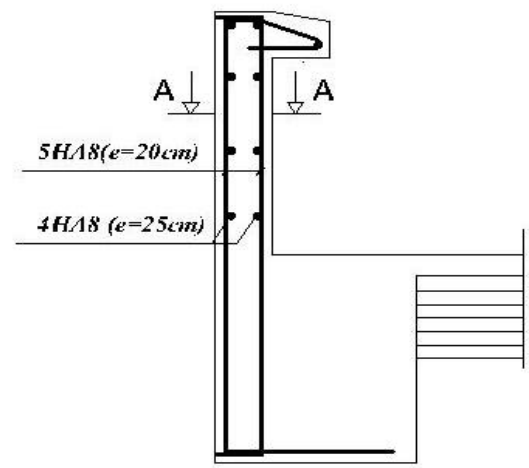
- Les abaques de PIGEAUD.
- Tables pour calcul des dalles et parois de Richard Bares TOME1 et TOME2.
- DTR Fondations superficielles.

## *Annexes*

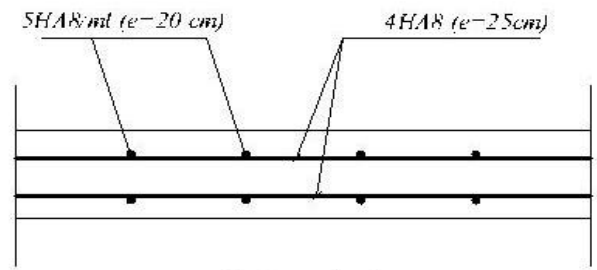




Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère

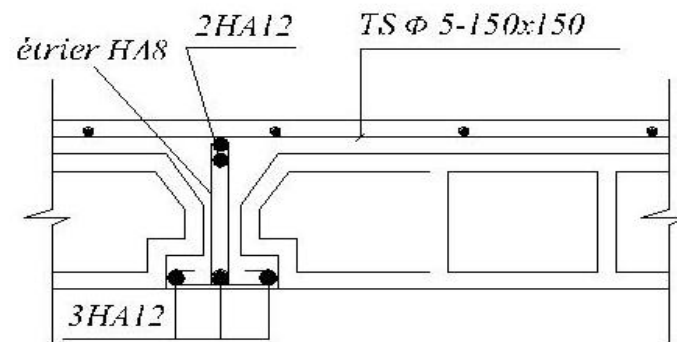


Coupe A-A

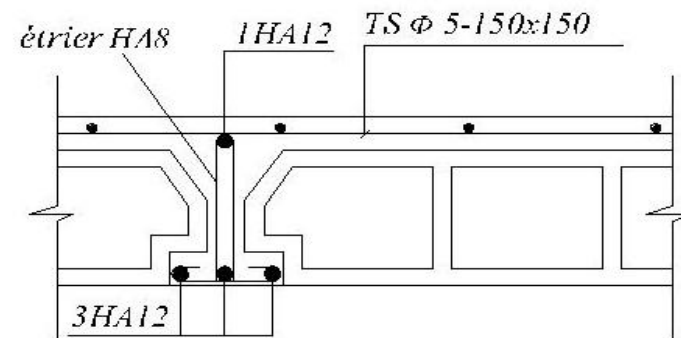
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : M <sup>r</sup> Benjâni K	COFFRAGE ET FERRAILLAGE ACROTÈRE BLOC 'A'
ETUDIÉ PAR: M <sup>r</sup> . ACHOUY -Y M <sup>lle</sup> . DJEBARI -E	

# Bloc A

## Coupe 1 - 1



## Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

DIRIGE PAR : Mr Benjahi K

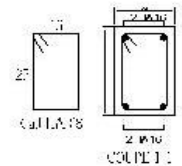
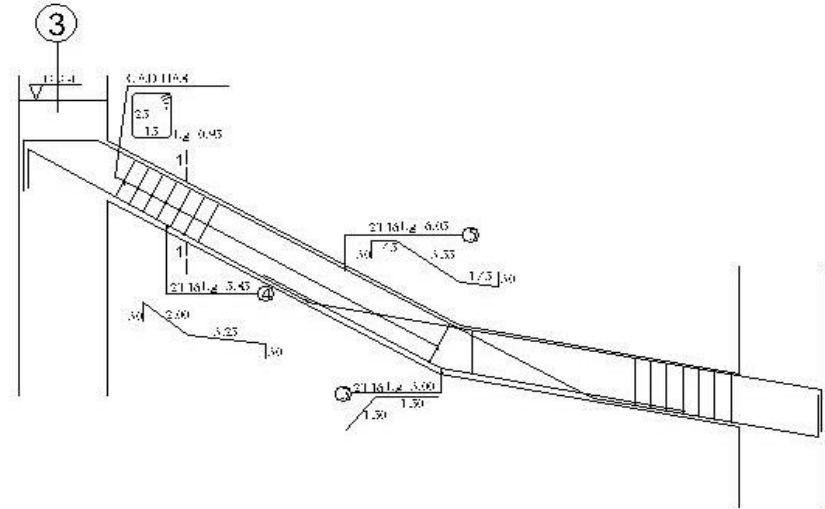
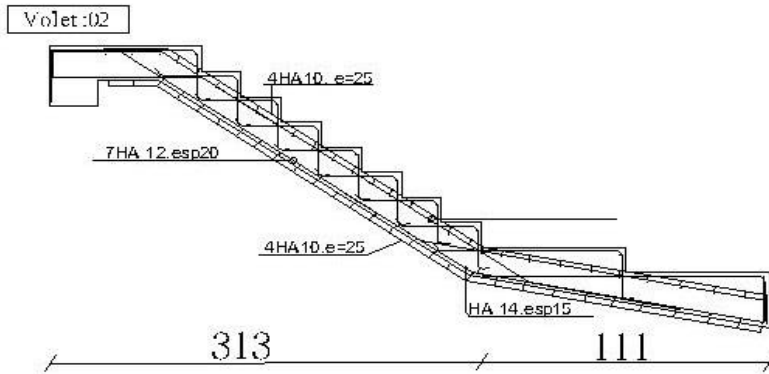
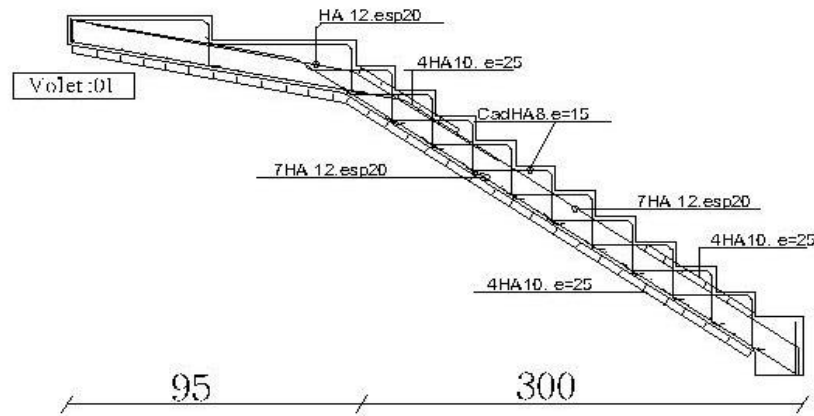
ETUDIÉ PAR:  
Mr. ACHOUY -Y  
Melle . DJEBARI -E

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

PLANCHER

BLOC "A"

FERRAILLAGE de la POUTRE PALIERE BRISEE (20x30)



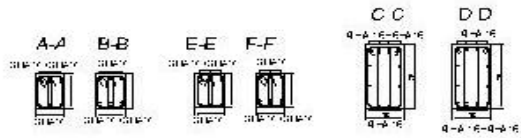
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR :

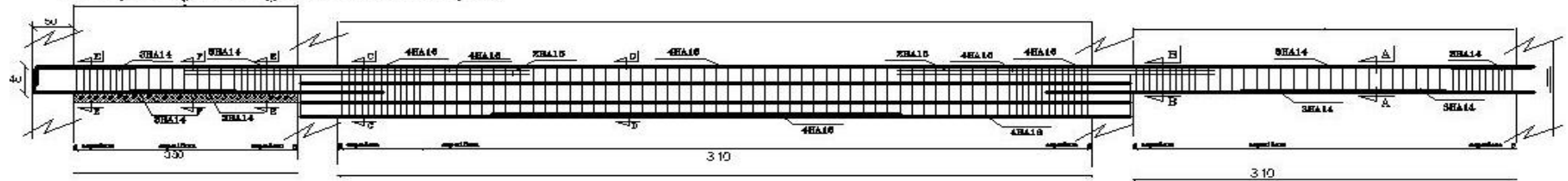
M

ETUDIER PAR :

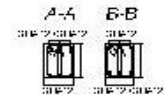
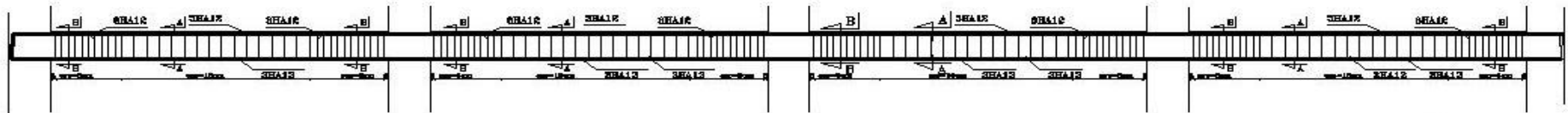
Ferrailages  
 Des escaliers



*Exemple de ferrailage des Poutre Principales*



*Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire*



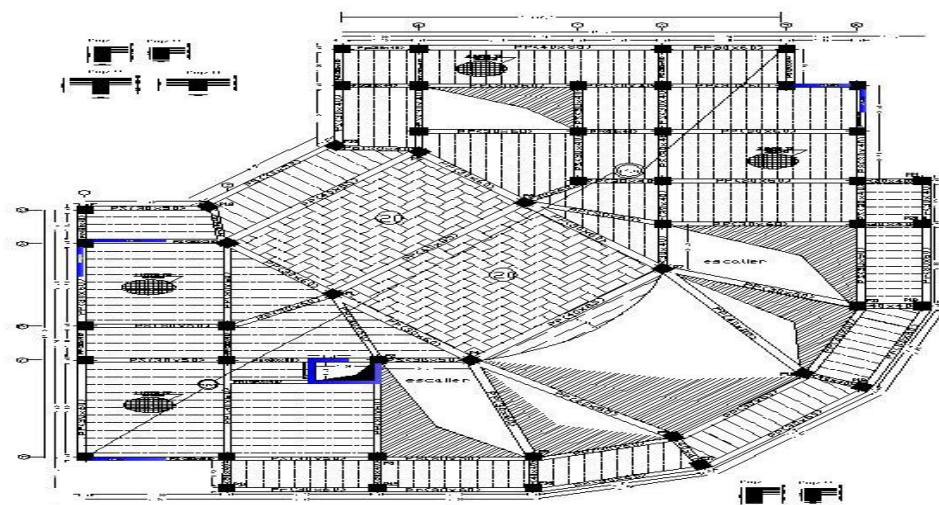
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de BOUOUD MAMMEL Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGÉ PAR : M. Ben-zoulik

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

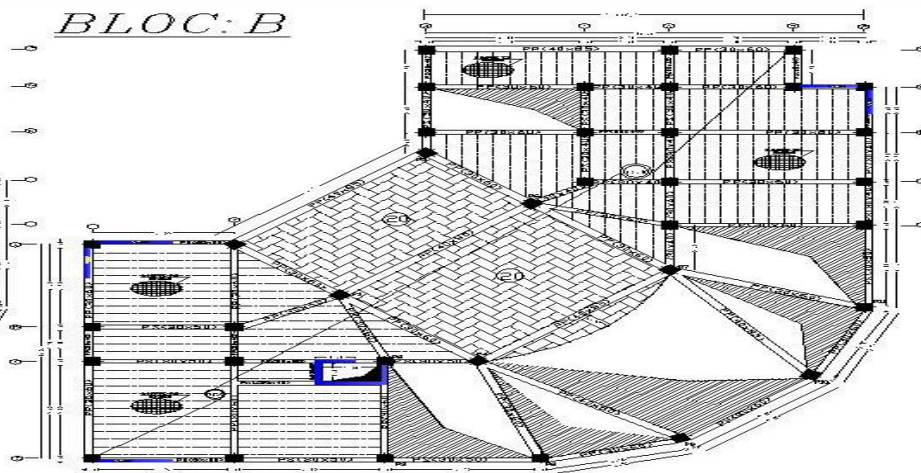
ÉTUDES PAR :  
 M. ACHOUJ - Y  
 Melle. DJIBARI - Z

POUR LES  
 BLOCS

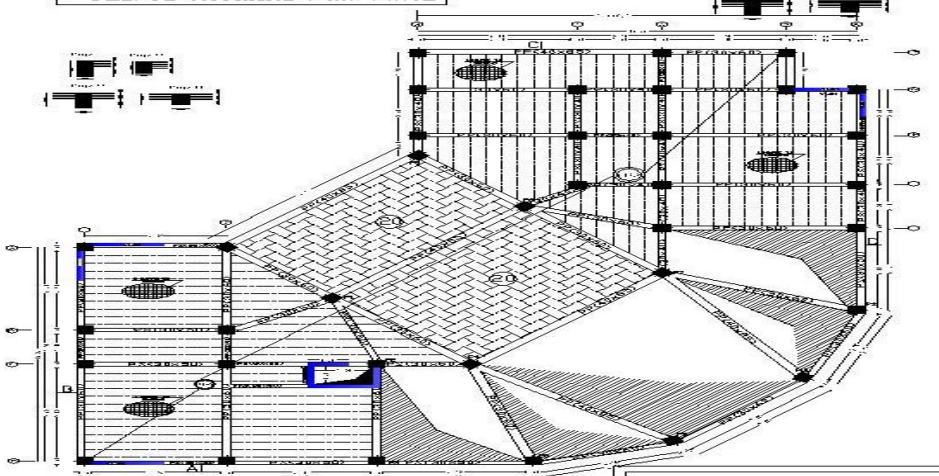


- PLAN DE COFFRAGE : niveau +4.08M

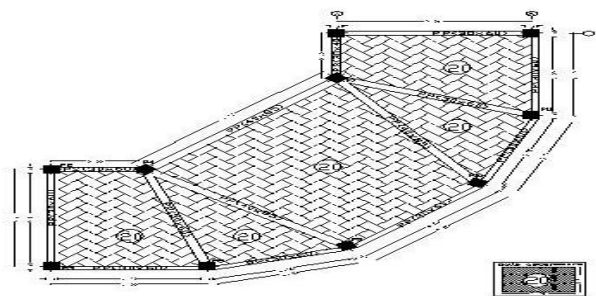
*BLOC B*



- PLAN DE COFFRAGE : niveau +08.16M



- PLAN DE COFFRAGE : niveau +12.24M



- PLAN DE COFFRAGE : niveau +19.74

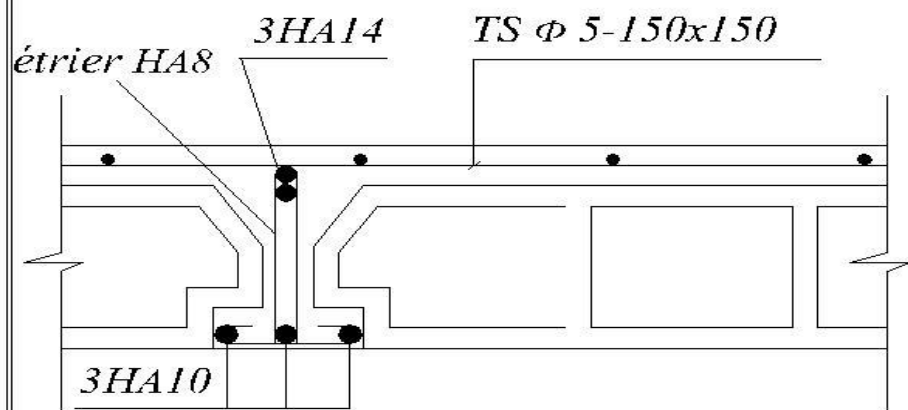
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR : Mr Benyahi K

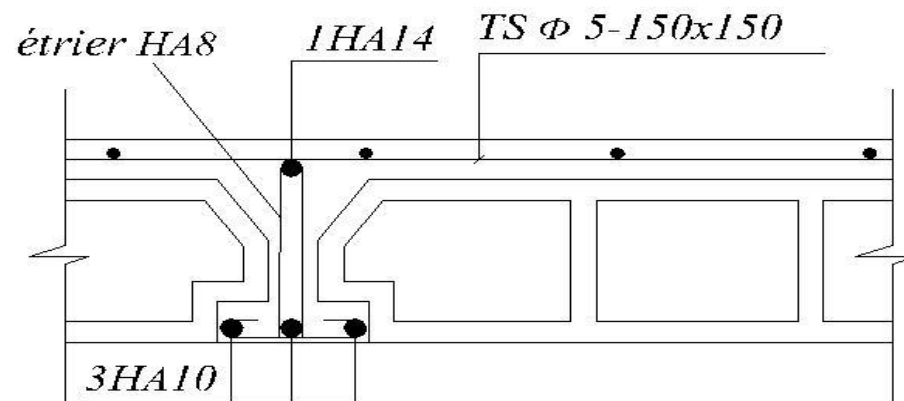
COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 PLANCHER " BLOC B"

ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUI -Y  
 Melle , DJEBARI -K

# Bloc B



Coupe 1 - 1



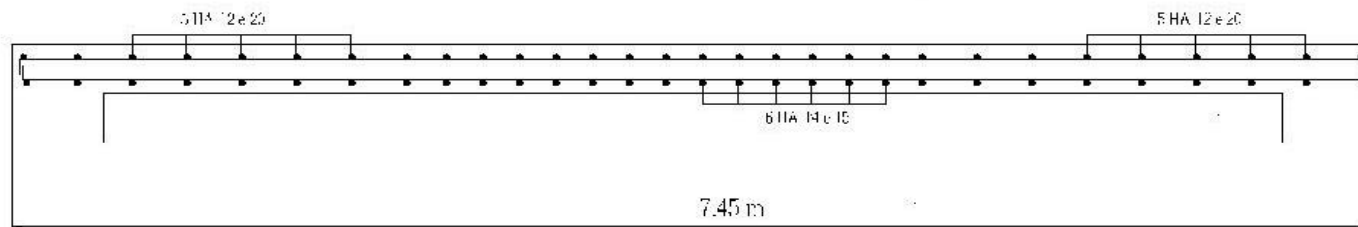
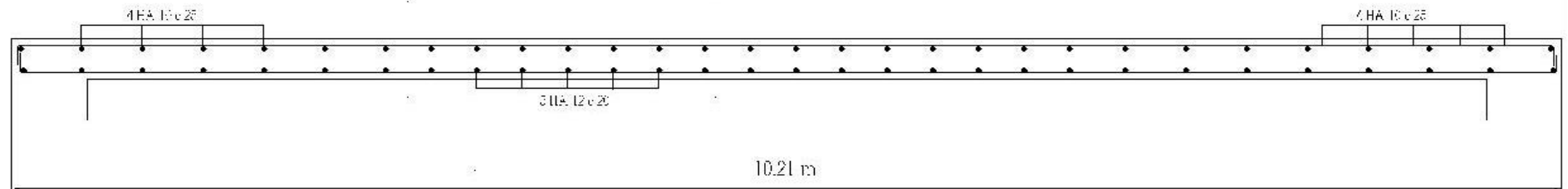
Coupe 2 - 2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Université de MOULOUD MAMMERTI (Tizi Ouzou)  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M. Benjaïk

ETUDIER PAR:  
Mr. ACHOUY -Y  
Melle. DJEBARI -E

COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
PLANCHER ET POUTRELLES  
BLOC 'B'



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M<sup>r</sup> Ben, abî K.

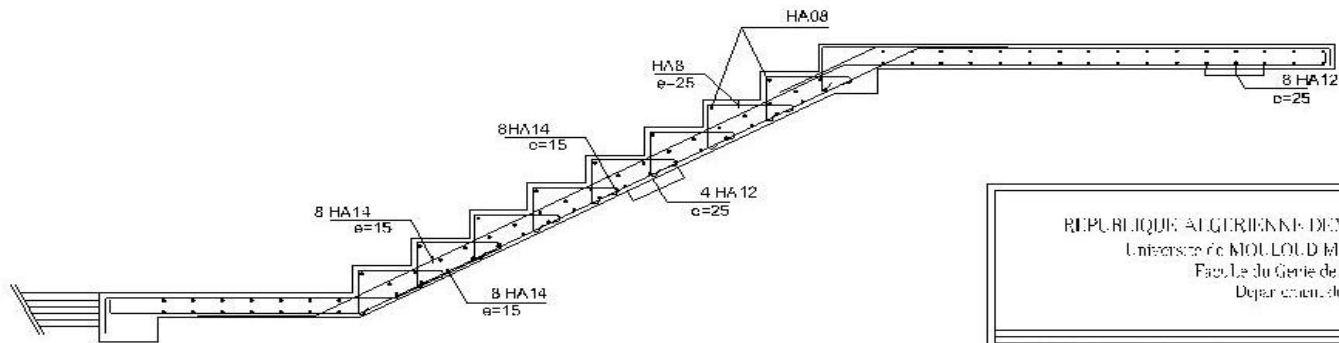
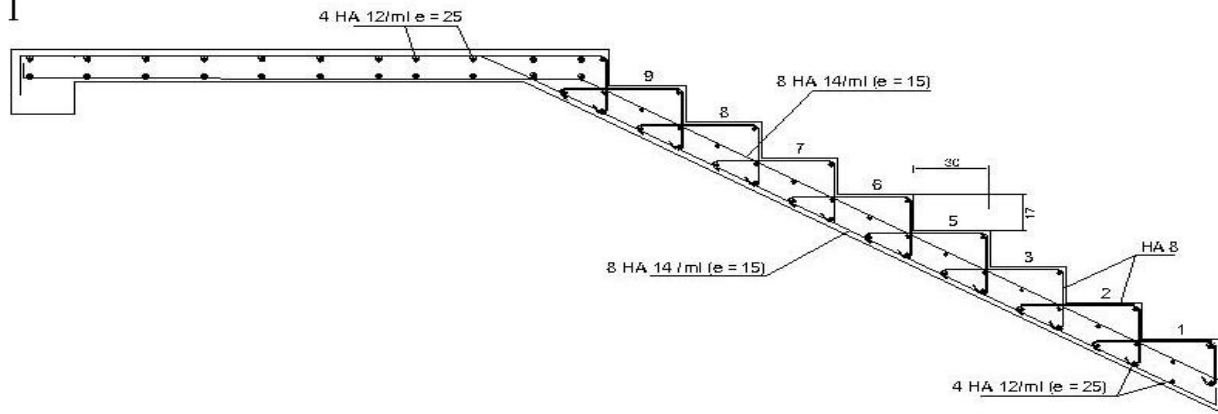
ETUDIÉ PAR:  
 M<sup>r</sup>, ACHOUT -Y  
 M<sup>lle</sup>, DJEBARI -E

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

DALLE PLEINE

BLOC 'B'

Type 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERTI Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M<sup>r</sup> Ben, abî K

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

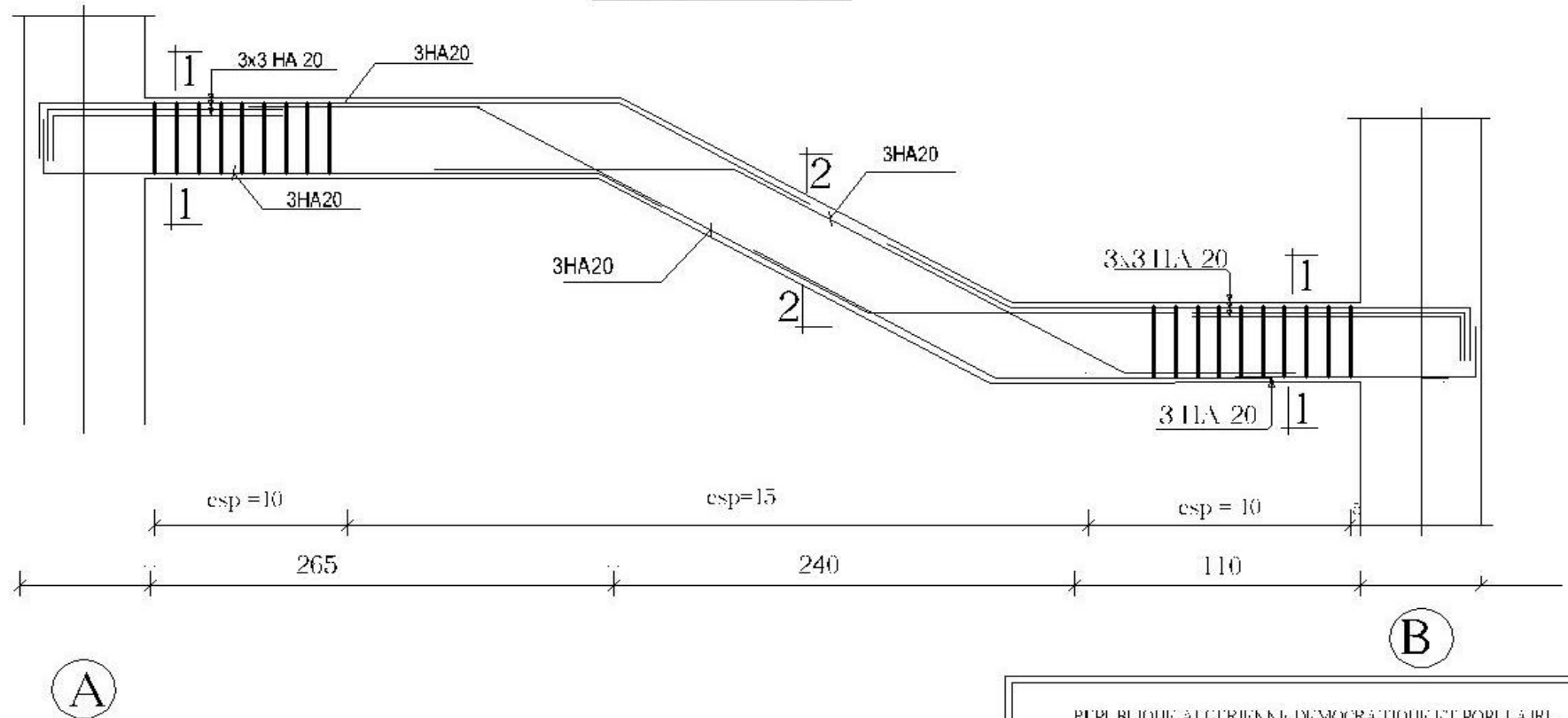
ETUDIER PAR:  
 M<sup>r</sup>. ACHOUT -Y  
 M<sup>lle</sup> . DJEBARI -E

ESCALIERS TYPE 01

BLOC B'



# Poutre Brisée



REPUBLIQUE ALGERIENNE-DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université MOULOUD MAMMERT - Tiaret  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M. Benjani K

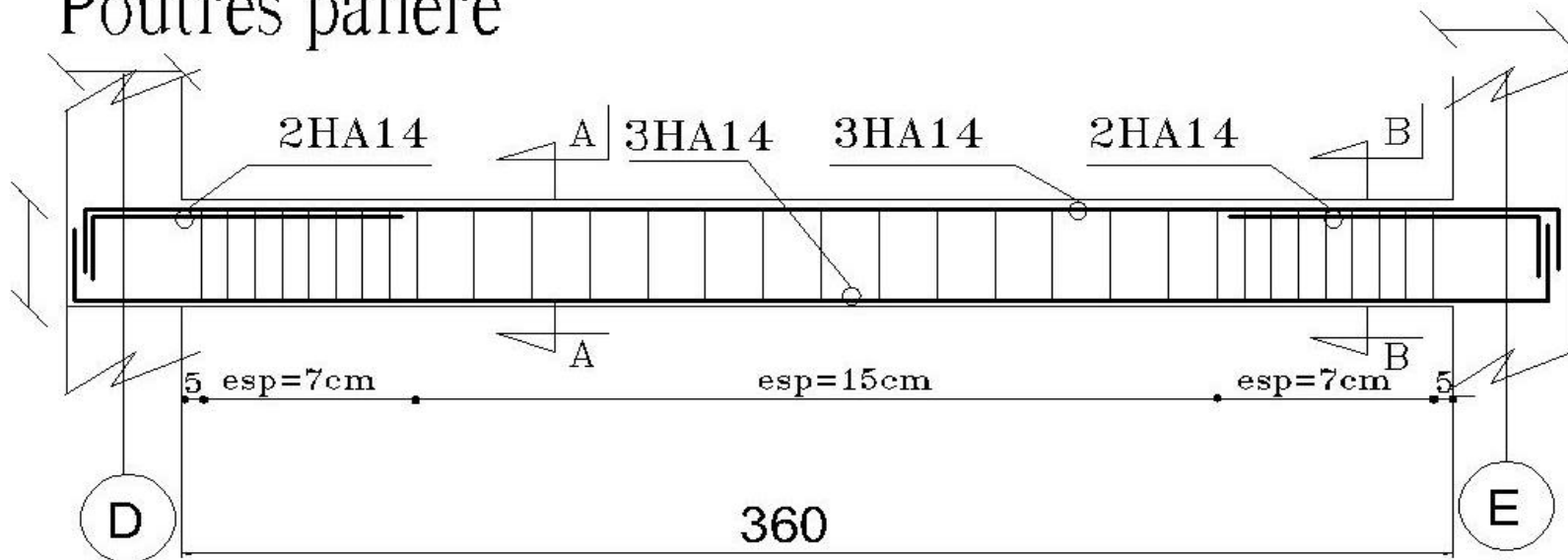
COFFRAGE ET FERRAILLAGE

ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUT -Y  
 Melle , DJEBARI -E

POUTRE PALIERE

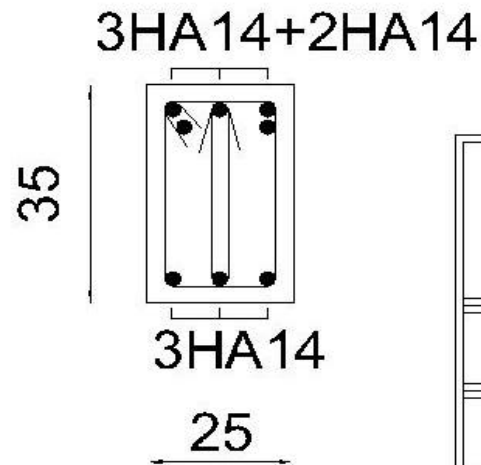
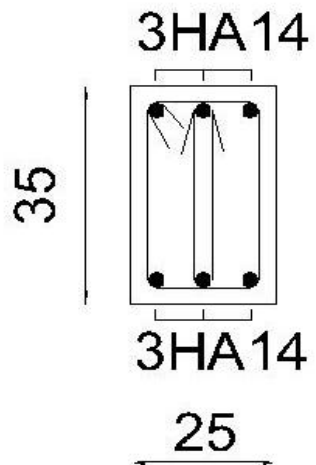
BLOC 'B'

# Poutres paliere



**A-A**

**B-B COUPE**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M. Benjamin K

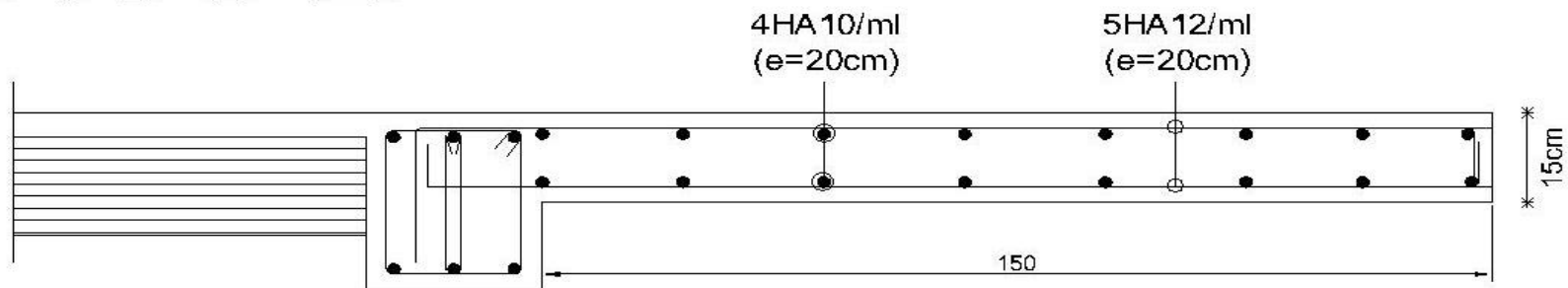
COFFRAGE ET FERRAILLAGE

POUTRE PALIERE

BLOC B'

ETUDIANT PAR:  
 Mr. ACHOUT -Y  
 Melle , DJEBARI -K

# Bloc B



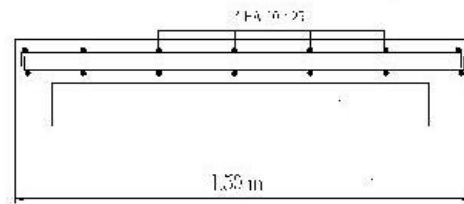
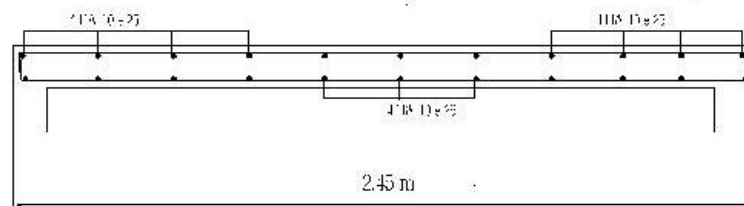
REPUBLIQUE ALGERIENNE-DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Université de MOULOUD MAMMERT-Tizi Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

DIRIGE PAR : M. Ben, ali K

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

ETUDIER PAR:  
M. ACHOUT -Y  
Melle , DJEBARI -E

PORTE A EAUX  
BLOC 'B'

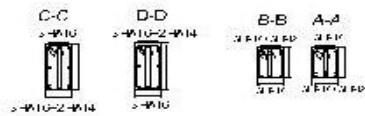


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

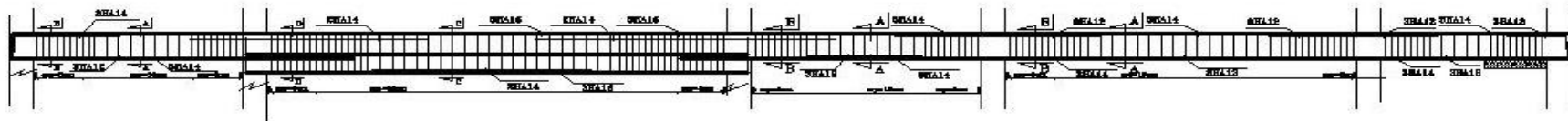
DIRIGE PAR : M. Ben, abid K

FERRAILLAGE  
 Dalle pleine sans machine

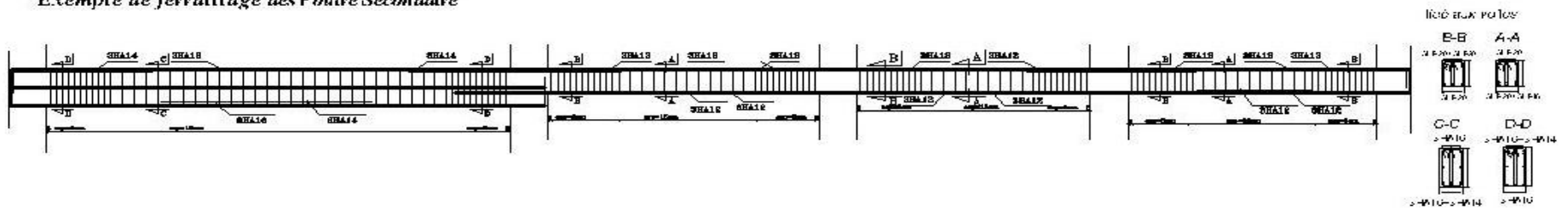
ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUT -Y  
 Melle , DJEBARI -E



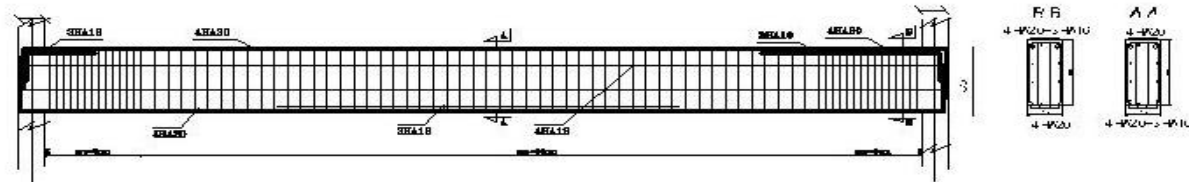
Exemple de ferrailage des Poutre Principales



Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire

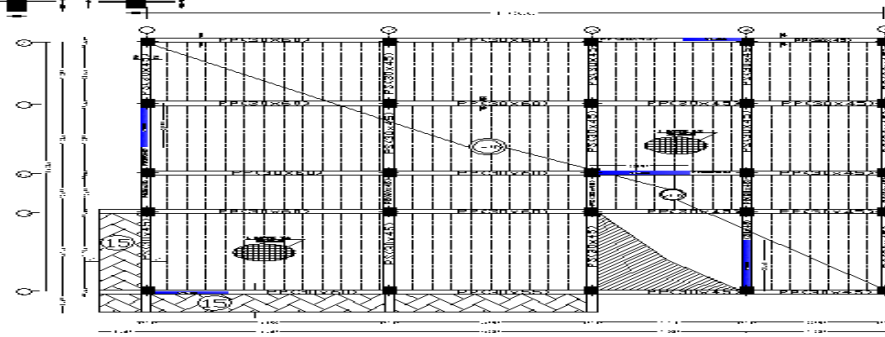
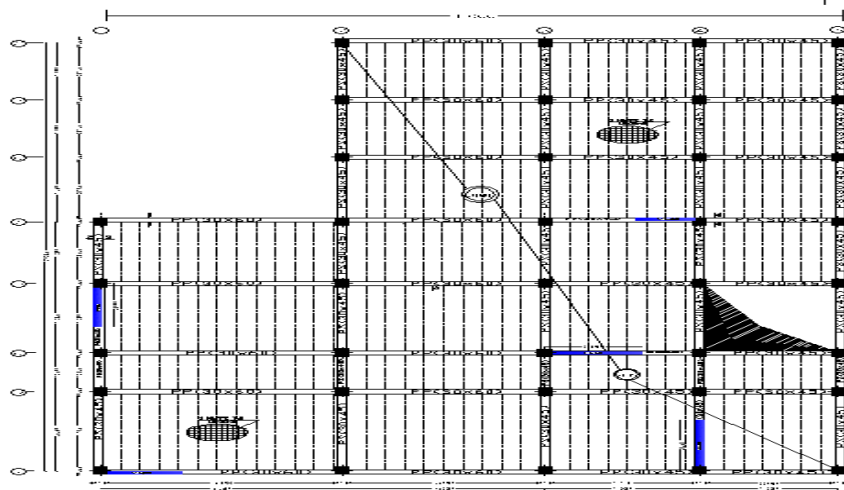
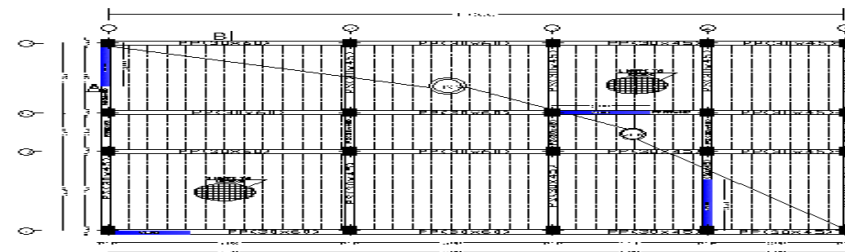
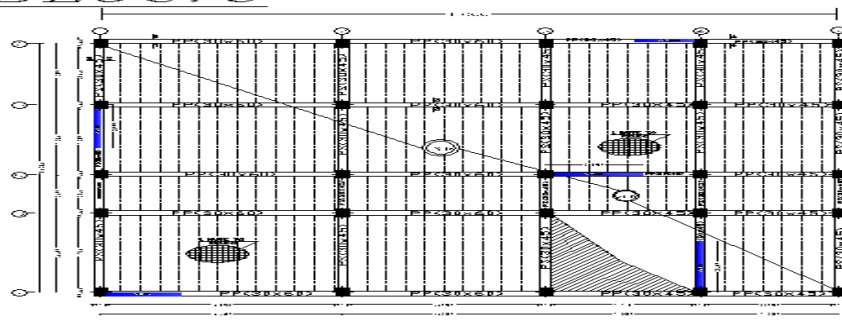


Poutres Secondaires



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI - El Oued Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DESSIN PAR: M. BELKHEM	COUPE ET FERRAILLAGE POUTRES BLOC 18
ETUDIER PAR: Mr. ACHOUZ - Y Melle. DJEBANI - K	

*BLOC: C*



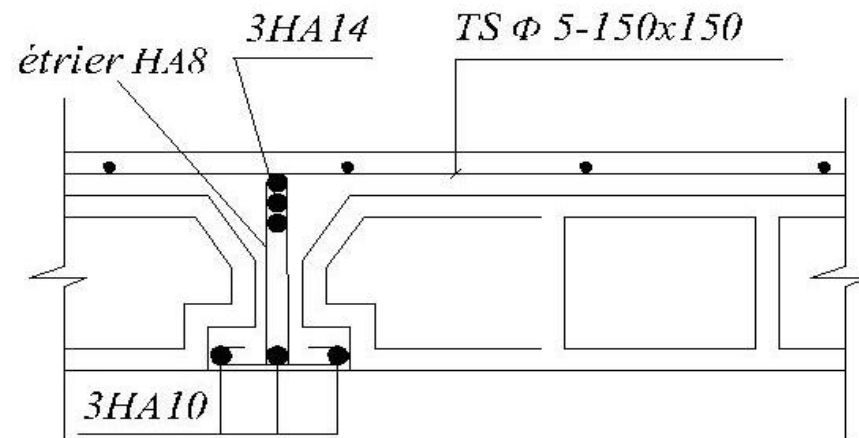
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMARI Tizi Ouzou  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR : Mr Benyahi K

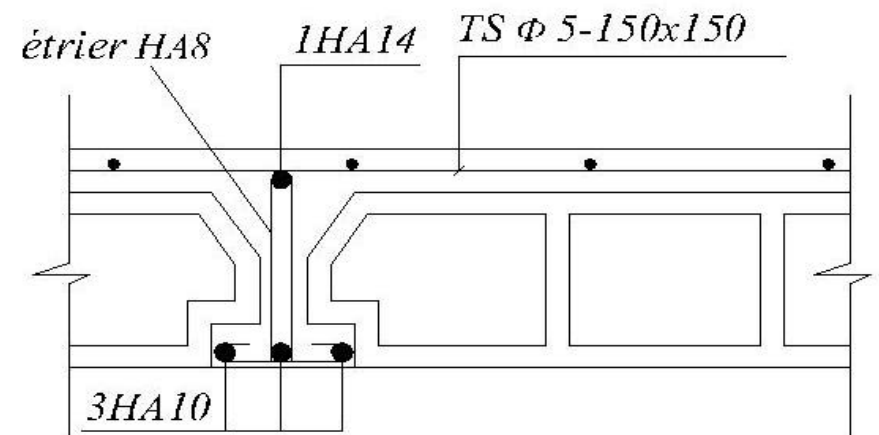
COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 PLANCHER " BLOC C"

ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUI -Y  
 Melle . DJEBARI -K

## Coupe 1 - 1



## Coupe 2 - 2



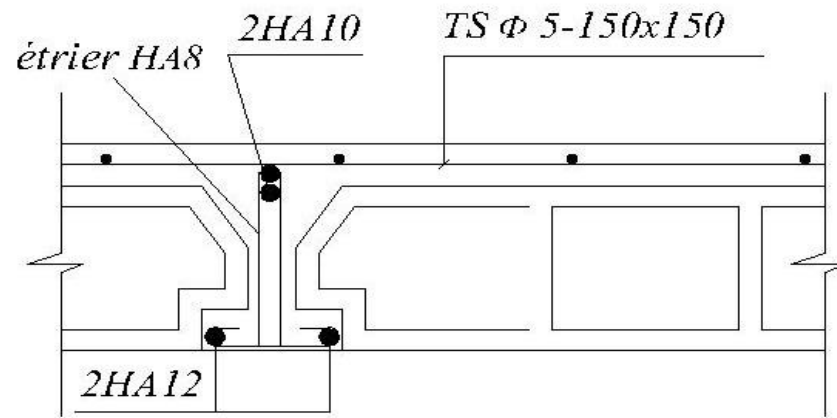
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Université de MOULOUZ MAMMERY - Tizi Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

DIRIGE PAR : Mr Beryahi K

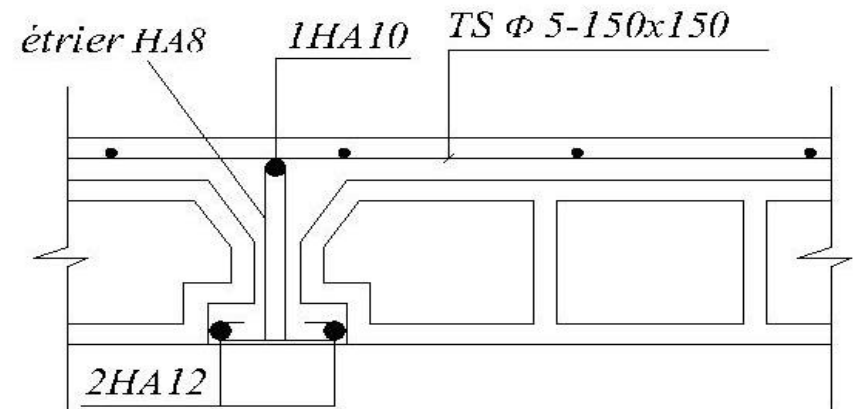
ETUDIERS PAR:  
Mr. ACHOUZ -Y  
Me/Ms , DJEBARI -X

COUVRAGE ET TERRASSEMENT  
PLANCHER  
BLOCC  
ETAGE ET

# Coupe 1 - 1



# Coupe 2 - 2



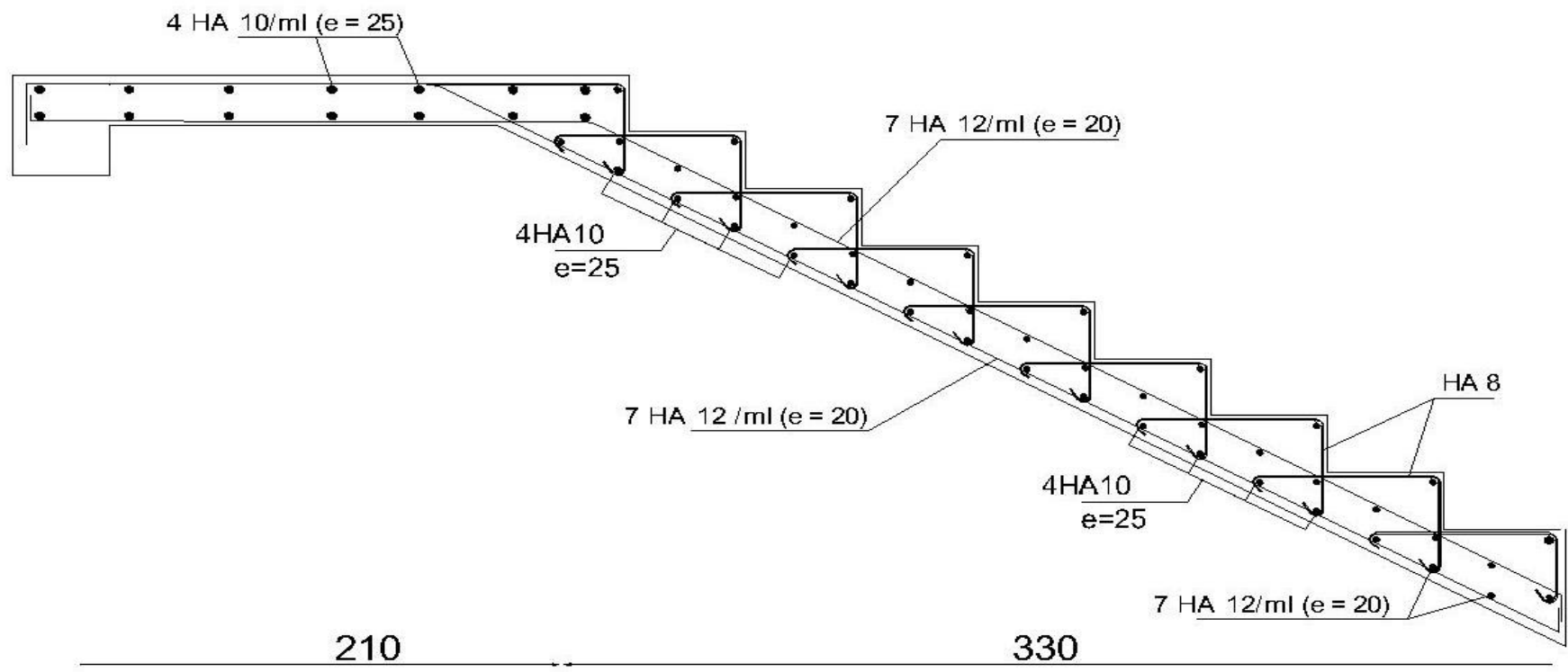
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M<sup>r</sup> Benjani K

ETUDIER PAR:  
M<sup>r</sup>. ACHOUI -Y  
Melle . DJEBARI -E

COFFRAGE ET FERRAILLAGE

PLANCHER  
BLOC 'C'  
ETAGE 02

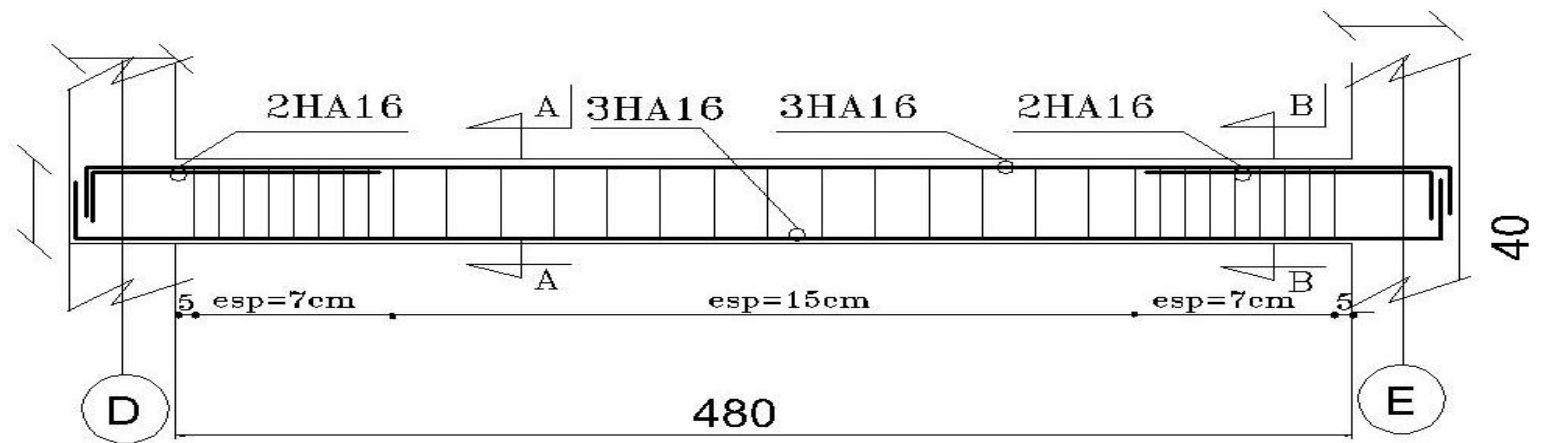


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université MOULOUD MAMMERTI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR : M. BENJAMIN K

ETUDIE PAR:  
 Mr. ACHOUY -Y  
 Melle. DJEBARI -E

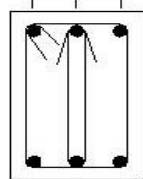
COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 ESCALIER  
 BLOC C



COUPE

A-A

3HA 14



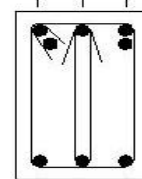
3HA 14

25

40

B-B

3HA 14+2HA 14



3HA 14

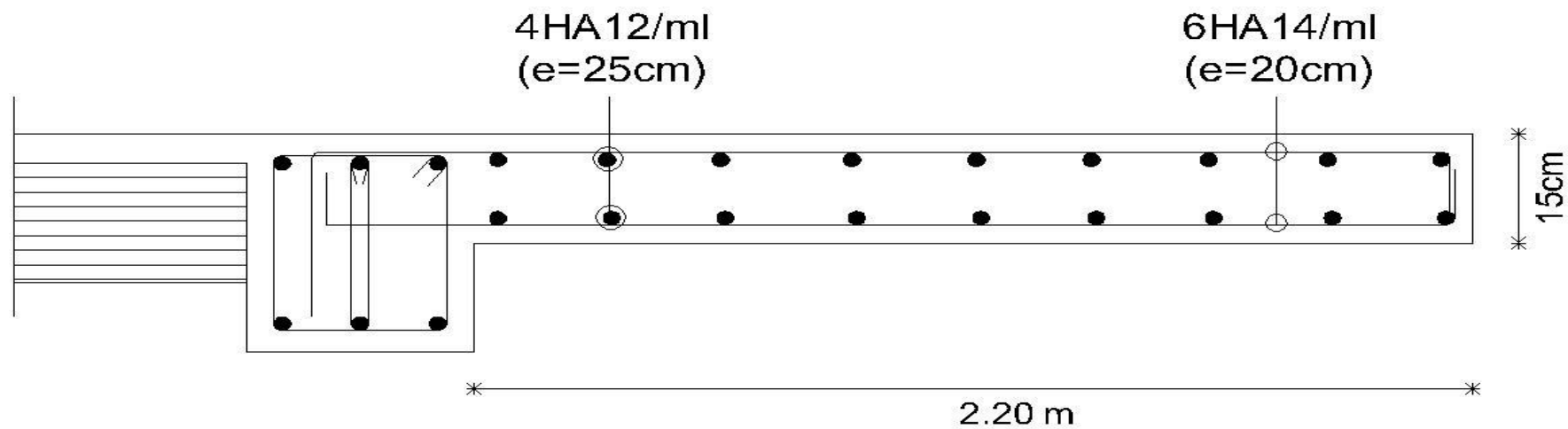
25

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERTI 161 Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M. Boujabi K

COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 POUTRE PAJIERE  
 BLOC C

ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUT -Y  
 Meille , DJEBARI -E



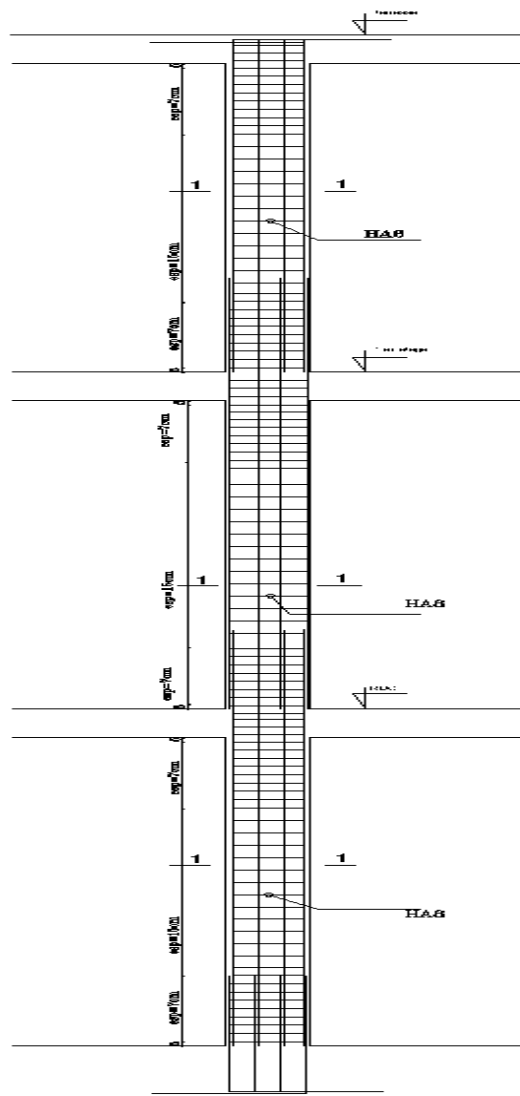
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERTI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: M<sup>re</sup> Ben, abik

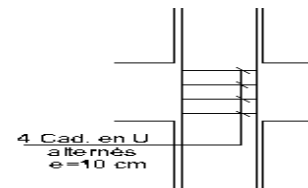
ETUDIANT PAR:  
 Mr. ACHOUT -Y  
 MeMo . DJEBARI -E

COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 PORTE A FAUX  
 BLOC 'C'

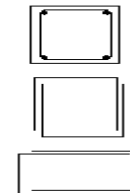




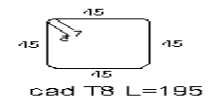
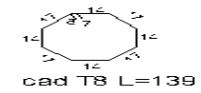
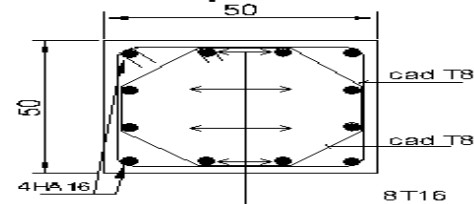
**NOEUDS**



**COUPE**



**coupe 1-1**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

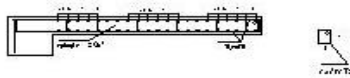
DIRIGE PAR : Mr Benyah K

COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 POTEAUX

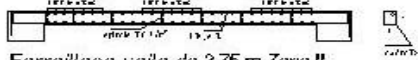
ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUY -Y  
 Melle , DJEBARI -K

# Bloc A

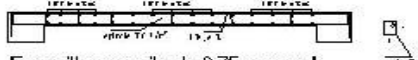
Ferraillage voile de 2.10m Zone I et II



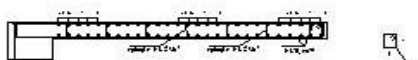
Ferraillage voile de 2.75m Zone I



Ferraillage voile de 2.75m Zone II



Ferraillage voile de 2.75m zone I

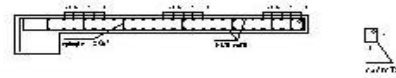


Ferraillage voile de 2.75m zone II

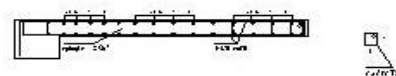


# Bloc B

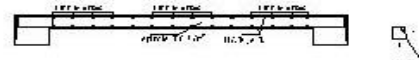
Ferraillage voile de 2.50m Zone I



Ferraillage voile de 2.50m Zone II



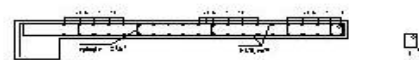
Ferraillage voile de 2.65m Zone I et II



Ferraillage voile de 2.90m Zone I



Ferraillage voile de 2.90m Zone II

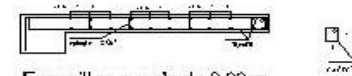


# Bloc C

Ferraillage voile de 2.05m Zone I



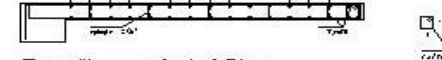
Ferraillage voile de 2.05m Zone II



Ferraillage voile de 3.00m



Ferraillage voile de 3.00m



Ferraillage voile de 3.50m



Ferraillage voile de 3.50m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOUZ MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

DIRIGE PAR: Mr. BOUCHOUK

COFFRAGE ET FERRAILLAGE  
 VOILES  
 BLOC A, B Et C

ETUDIER PAR:  
 Mr. ACHOUY - Y  
 Melle . DJEBARI - E