**République Algérienne Démocratique et Populaire**

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Médéa Dr. YAHIA FARES

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de GENIE CIVIL

**Option :** Structure

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

THEME

# Etude et conception d'une tour (SS+R+8) à usage comercial et deux blocs (SS+R+5) à usage comercial et d'habitation



**Présenté par :**

Mr. BOUSSAHOUA YOUCEF

Mr. BABA ALI KHALED

**Encadré par :**

Dr. BOUKENDAKJI OTHMANE

**Promotion 2012-2013**



# REMERCIEMENT

*Avant tout, louange à **"Allah"**, notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyé à nous tous le prophète **"Mohamed"** (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.*

*Un très grand merci à:*

- *Notre promoteur **Mr Boukendakji Othmane**, pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette recherche.*

- *Mes remerciements s'adressent également à Messieurs **Saidi Mouloud** , **Ould turki Benaissa**, **Abdellah elhadj Abdelrahmene**,**Saidani Adlene** et **Chaabane Mohamed** qu'ils ont toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'ils ont bien voulu nous consacrer*

- *Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme.*

- *Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Yahia fares de Médéa et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.*

- *Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2012-2013 de génie civil de l'université **Dr. Yahia fares de Médéa,** tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.*

***Boussahoua/Baba Ali***

# Dédicace

*A ceux qui m'ont et aimés et accompagnés durant la vie.*

*ma vie : très cher mère*

*mon principe : très cher père*

*A mes frères Soufiane et Imad et mes sœurs*

*A tous personne de la famille Boussahoua et Benrebei*

*A Mon binôme « Baba Ali Khaled », A qui je souhaite la réussite, ainsi qu'à sa famille.*

*A mes frères et mes sœurs de class 2ème année master génie civil promo 2013.*

*A mes amis Mohamed, Youcef, Oussama, Othmane, Mrizek, Mokhtar,Hichem, Zineb, Sarah ...*

*A tous mes collègues de l'université et de mes cousins de travail…*

*A tous mes enseignants de l'université.*

*A tous ceux que j'ai oubliés.*

*Je dédie ce travail*

**YOUCEF**

# Dédicace

*A ceux qui m'ont et aimés et accompagnés durant la vie.*
*ma vie : très cher mère*

*A la mémoire de mon très cher père qu'il soit avec moi aujourd'hui.*

*A mes frères Madjid, Lotfi et Rafik et ma sœur.*

*A tous personne de la famille Baba Ali et Amri.*

*A Mon binôme « Boussahoua Youcef », A qui je souhaite la réussite, ainsi qu'à sa famille.*

*A mes frères et mes sœurs de class 2ème année master génie civil promo 2013.*

*A mes amis Mohamed, Youcef, Oussama, Othmane, Mrizek, Mokhtar,Mahmoud,Omar,Zineb,Sihem,.. .*

*A tous mes collègues de l'université et de mes cousins de travail…*

*A tous mes enseignants de l'université.*

*A tous ceux que j'ai oubliés.*

*Je dédie ce travail*

**KHALED**

# Résumé

## ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة وتصميم وثلاثة مبان، مبنيين للاستخدام السكني والتجاري (طابق تحت أرضي + طابق أرضي +خمسة طوابق) ومبنى للاستخدام التجاري (طابق تحت أرضي + طابق أرضي +ثمنية طوابق) وتم بناؤها في المدية، وهذا و المصنفة ضمن المنطقة المتوسطة الزلزاليا IIb

يتم ضمان مقاومة للهيكل إلى الأحمال الأفقية والرأسية من بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج "SAP2000 النسخة 15" البرمجيات.

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.



## Résumé

**Ce projet est une étude et conception de trois bâtiments, deux bâtiments à usage habitation et commercial (RDC+5+Sous-sol) et un bâtiment à usage commercial (RDC+8+Sous-sol) qu'étais implanté à Médéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIb**

**La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.**

**Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).**

**L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 15 ».**

**En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.**



## Abstract

**This project is a study and design of three buildings, two buildings to residential use and commercial (Underground+ground+5 stories) and a building for commercial use (Underground+ground+8 stories) What was implanted in Medea, this area is classified as zone of seismicity average IIb**

**The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a gantry system braced by sails.**

**Sizing and design of reinforcement of all resistance elements have been prepared in accordance with Algerian regulations (CBA93 and RPA99 version 2003).**

**The seismic survey was conducted following the numerical method based on the finite element method through the "SAP2000 Version 15" software.**

**Finally, we studied the computing infrastructure foundations.**

# SOMMAIRE

# SOMMAIRE

Remerciements.....
Résumé.....
Liste des tableaux.....
Liste des figures.....
Notations.....
Introduction générale.....

## CHAPITRE I

INTRODUCTION.....1
I.1 DESTINATION : .....1
I.2 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :.....1
I.2.a Dimensions et figures : .....1
I.2.a.1 Bloc A (angle): .....1
I.2.a.2 Bloc B (barre): .....2
I.2. a.3 Bloc C (circulaire): .....3
I.2.b. Système de contreventement : .....21
I.2.c. Planchers : .....21
I.2.d. Maçonnerie : .....21
I.2.e. L'acrotère : .....21
I.2.f. Escalier : .....21
I.2.g. Terrasse .....21
I.2. h. Ascenseurs .....21
I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux : .....22
I.3.1. Béton : .....22
I.3.1.a. caractéristique du Béton : .....22
I.3.1.b. ciment : .....22
I.3.1.c. Granulats : .....22
I.3.1.d. Eau de gâchage : .....22
I.3.1.e. Dosage du béton : .....22
I.3.2. Béton armé : .....22
I.3.3. Acier : .....23
I.3.3 A. Types d'acier : .....23
I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier .....23
I.4 Caractéristiques du sol : .....23
I.5. Conclusion : .....24

# SOMMAIRE

## CHAPITRE II


II.1. Introduction : ..... 25
II .2. Prédimensionnement des planchers : ..... 25
II .2.1. Plancher à corps creux : ..... 25
II .2.2. Les dalles pleines : ..... 27
i) Critère de résistance : ..... 27
ii) Sécurité contre l'incendie : ..... 27
iii) condition d'isolation acoustique: ..... 27
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations : ..... 28
II.3.1. Maçonnerie : ..... 28
II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) : ..... 28
II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) : ..... 28
II.3.2. Plancher terrasse Blocs A, B et C plancher 16+4 : ..... 29
II.3.2.a. Charges permanentes : ..... 29
II.3.2.b. Charges d'exploitation : ..... 29
II.3.3. Plancher courant Blocs A , B et C plancher 16+4 : ..... 30
II.3.3.a. Charges permanentes : ..... 30
II.3.3.b. charges d'exploitation : ..... 31
II.3.4. dalle pleine ..... 32
II.3.4.1. Balcon : ..... 32
II.3.4.1.a. Charge permanente : ..... 32
II.4. Prédimensionnement des poutres: ..... 32
II.5. Prédimensionnement des poteaux ..... 32
II.5.A. Bloc A ..... 36
II.5.A.1. Choix du poteau le plus sollicité : ..... 36
II.5.A.2. Dimensions des poteaux : ..... 36
II.5.A.3. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ : ..... 36
II.5.A.4. Calcul de l'effort *Nu* : ..... 37
II.5.A.5. Détermination des charges et surcharges ..... 39
II.5.A.6. Descente des charges ..... 39
II.5.A.6.a. Charges Permanente ..... 39

# SOMMAIRE


II.5.A.6.b. Charges d'exploitation : ..... 40
II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 : ..... 41
II.5.A.8. Vérification aux zones nodales ..... 41
II .5.B. Bloc B : ..... 43
II.5.B1. Choix du poteau le plus sollicité : ..... 43
II.5.B.2. Dimensions des poteaux : ..... 43
II.5.B.3. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ : ..... 43
II.5.B.4. Calcul de l'effort Nu : ..... 44
II.5.B.5. Détermination des charges et surcharges ..... 44
II.5.B.6. Descente des charges : ..... 45
II.5.B.6.a. Charges Permanente ..... 45
II.5.A.6.b. Charges d'exploitation : ..... 45
II.5.B.7. Vérification selon le RPA99v2003 : ..... 46
II.5.B.8. Vérification aux zones nodales : ..... 47
II .5.C. Bloc C : ..... 48
II.5.C.1. Choix du poteau le plus sollicité : ..... 48
II.5.C.2. Dimensions des poteaux ..... 48
II.5.C.4 calcule de la longueur de flambement $L_f$ : ..... 49
II.5.C.4. Calcul de l'effort Nu : ..... 49
II.5.C.5. Détermination des charges et surcharges ..... 50
II.5.C.6. Descente des charges : ..... 50
II.5.C.6.a. Charges Permanente ..... 51
II.5.C.6.b. Charges d'exploitation : ..... 51
II.5.C.7. Vérification selon le RPA99v2003 : ..... 52
II.5.C.8. Vérification aux zones nodales : ..... 53
II.6. Prédimensionnement des voiles : ..... 54

# SOMMAIRE

## CHAPITRE III


III.1. Calcul de l'acrotère : ..... 55
III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations : ..... 55
III.1.2. Calcul des efforts : ..... 55
III.1.3. Calcul du ferraillage : ..... 56
III.1.3.a. À E L U : ..... 56
III.1.4. Vérification de l'effort tranchant : ..... 60
III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : ..... 60
III.2. Plancher à corps creux : ..... 61
III.2.1. La dalle de compression ..... 61
III.2.2. Les poutrelles : ..... 62
III.2.2.1. avant coulage : ..... 62
III.2.2.2. Après coulage : ..... 65
III.2.2.2.A. Calcul des poutrelles : ..... 66
III.2.2.2.A.1. Méthode de calcul : ..... 66
III.2.2.2.A.2. Sollicitations de calcul : ..... 68
III.2.2.2.B. Récapitulations : ..... 74
III.2.2.2.C. Calcul du ferraillage : ..... 75
III.2.2.2.D. Vérification au cisaillement : ..... 78
III.2.2.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche : ..... 78
III.2.2.2.F. Évaluation détaillée de la flèche : ..... 79
III.3. les escaliers : ..... 80
III.3.1. Introduction : ..... 80
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier : ..... 80
III.3.3. Bloc A et B: ..... 81
III.3.3.1. Prédimensionnement : ..... 82
III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges : ..... 83
III.3.3.2.A. Charges permanentes : ..... 83
III.3.3.3. Détermination des efforts : ..... 83
III.3.3.3.A. A l'E.L.U : ..... 84
III.3.3.3.B. A l'E.L.S : ..... 85
III.3.3.4 Ferraillage des escaliers : ..... 86

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité : ..... 86
III.3.3.4.B. Les armatures de répartition : ..... 86
III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement : ..... 87
III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant : ..... 87
III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S : ..... 87
III.3.3.4.F. Vérification de la flèche : ..... 88
III.3.4.Calcul de la poutre palière : ..... 90
III.3.4.1.Pré dimensionnement : ..... 90
III.3.4.2. Evaluation des charges : ..... 91
III.3.4.3. Calcul des efforts: ..... 91
III.3.4.4. Ferraillage de la poutre palière ..... 93
III.5.4.4.A. Condition de non fragilité : ..... 93
III.3.4.4. B. Vérification de l'effort tranchant : ..... 93
III.3.4.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: ..... 94
III.3.4.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: ..... 94
III.3.4.4.E. Armatures transversales: ..... 94
III.3.4.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: ..... 94
III.3.4.4.F. Vérification à l'E.L.S : ..... 95
III.3.4.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : ..... 96
III.3.5.1. BLOC « C » : ..... 98
III.3.5.2.Evaluation des charges et surcharges : ..... 99
III.3.5.2.A. Charges permanentes : ..... 99
III.3.5.2.B. Charge d'exploitation : ..... 99
III.3.5.3. Détermination des efforts : ..... 100
III.3.5.3.A. A l'E.L.U : ..... 100
III.3.5.3.B. A l'E.L.S : ..... 101
III.3.5.4 Ferraillage des escaliers : ..... 102
III.3.5.4.A. Condition de non fragilité : ..... 103
III.3.5.4.B. Les armatures de répartition : ..... 103
III.3.5.4.C. Vérification de l'espacement : ..... 103
III.3.5.4.D. Vérification de l'effort tranchant : ..... 104
III.3.5.4.E. Vérification à l'E.L.S : ..... 104
III.3.5.4.F. Vérification de la flèche : ..... 104
III.3.6.Calcul de la poutre palière : ..... 106
III.3.6.1.Pré dimensionnement : ..... 106

III.3.6.2. Evaluation des charges : 107
III.3.6.3. Calcul des efforts : 107
III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière 109
III.3.6.4.A. Condition de non fragilité : 110
III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : 110
III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: 110
III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: 110
III.3.6.4.E. Armatures transversales: 111
III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: 111
III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : 112
III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : 113
III.4. Calcul des dalles pleines: 115
III.4.1. Définition: 115
III.4.2. Méthode de calcul: 115
III.4.2.1. Principe de calcul: 115
III.4.3. Position des lignes de rupture: 116
III.4.3. 1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis : 116
III.5. La dalle machine : 121
III.5.1. Introduction : 121
III.5.2. Prédimensionnement : 121
III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation : 122
III.5.3.a. Charges permanentes G : 122
III.5.3.b. Poids de la machine supportée : 122
III.5.3.c. La charge d'exploitation : 123
III.5.4. calcul des sollicitations : 124
III.5.4.a. Méthode de calcul : 124
III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) : 124
III.5.4.c. Principe de calcul : 124
III.5.4.d. Calcul du ferraillage : 127
III.5.4.e. Condition de non fragilité : 128
III.5.4.f. Condition d'espacement : 128
III.5.4.g. Vérification de l'effort tranchant : 128
III.5.5. Vérification à l'E.L.S : 129
III.5.6. Vérification de la flèche : 130
III.5.7. Vérification de non poinçonnement : 130

# SOMMAIRE

## CHAPITRE IV


IV.1. Introduction : 130

IV.2. Bloc A 130

IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure: 131

IV.2.a.1. Centre de masse : 131

IV.2.a.2. Centre de torsion : 134

IV.2.a.3. Excentricité : 136

IV.2.a.3.1. Excentricité théorique (statique) : 136

IV.2.a.3.2. Excentricité accidentelle 137

IV.2.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle 139

IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul 139

IV. 2.b.1. Introduction : 139

IV.2.b.2. Méthode dynamique modale spectrale : 139

IV.2.b.2.1. Principe : 139

IV. 2.b.2.2. Modélisation 139

IV2.b.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 140

a. Coefficient d'accélération A 140

b. facteur de correction d'amortissement η: 140

c. coefficient de comportement R : 140

d. facteur de qualité Q : 141

IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique : 142

IV.2.c.1. Vérification de comportement : 143

IV. 2.c.2. Vérification de participation massique : 144

IV. 2.c.3. Vérification des périodes : 146

IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 147

IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement : 148

IV. 2.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 149

IV. 2.c.5.2. Moment de renversement 153

IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant 153

IV. 2.c.6. Vérification des déplacements : 154

IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 157

IV. 2.d. Vérification de cisaillement des éléments : 159

IV. 2.d.1. 1. poutre principal : 159

# SOMMAIRE


IV. 2.d.1. 2. poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E ..... 159
IV. 2.d.1. 3. poutre palière : sous combinaison G+Q+E ..... 160
IV. 2.d.1. 4. poteaux 40 x 40 : ..... 160
IV. 2.d.1. 4. *a.* Sens-X Sous V2 : ..... 160
IV. 2.d.1.. 4. *b.* Sens -Y Sous V3 : ..... 160
IV. 2.d.1.5. poteaux 35 x 35 : ..... 161
IV. 2.d.1.5. *a.* Sens-X Sous V2 : ..... 161
IV. 2.d.1.5. *b.* Sens-Y Sous V3 : ..... 161
IV. 2.d.1.6. poteaux 30 x 30: ..... 161
IV. 2.d.1.6.a. Sens-X Sous V2 : ..... 161
IV. 2.d.1.6.b. Sens-Y Sous V3 : ..... 161
IV. 2.d.1.7. Les voiles : ..... 162
IV. 2.d.1.7.1.les voiles pleins sous $E_{dy}$ : ..... 162
IV. 2.d.1.7.2.les voiles avec ouvertures : ..... 162
IV. 2.d.Vérification de l effort normal réduit : ..... 163
IV.3. Bloc B ..... 164
IV.3.a. Caractéristiques géométriques de la structure : ..... 166
IV.3.a.1. Centre de masse : ..... 166
IV.3.a.2. Centre de torsion : ..... 168
IV.3.a.3. Excentricité : ..... 168
IV.3.a.3.1. Excentricité théorique (statique) : ..... 168
IV. 3.b . Modélisation : ..... 170
a. Coefficient d'accélération A ..... 170
IV.3.c. Résultats de l'analyse dynamique : ..... 172
IV.3.c.1. Vérification de comportement ..... 172
IV. 3.c.2. Vérification de participation massique : ..... 173
IV. 3.c.3. Vérification des périodes ..... 174
IV. 3.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ..... 175
Calcul de la force sismique totale ..... 175
IV. 3.c.5. Vérification de la stabilité au renversement ..... 176
IV. 3.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ..... 176
IV. 3.c.5.2. Moment stabilisant: ..... 180
IV. 3.c.5.2. Moment de renversement : ..... 180
IV. 3.c.6. Vérification des déplacements : ..... 182
IV. 3.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : ..... 184

IV. 3.d. Justification de la largeur des joints sismiques : 185
IV. 2.d.Vérification de l effort normal réduit : 187
IV.4. Bloc C 188
IV.4.a. Caractéristiques géométriques de la structure : 189
IV.4.a.1. Centre de masse : 191
IV.4.a.2. Centre de torsion : 192
IV.4.a.3. Excentricité : 193
IV.4.a.3.1. Excentricité théorique (statique) : 193
IV.4.a.3.2. Excentricité accidentelle : 194
IV.4.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle 195
IV. 4.b . Modélisation : 196
IV.4.c. Résultats de l'analyse dynamique : 198
IV.4.c.1. Vérification de comportement : 198
IV. 4.c.2. Vérification de participation massique : 199
IV. 4.c.3. Vérification des périodes : 201
IV. 4.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : 201
Calcul de la force sismique totale 201
IV. 4.c.5. Vérification de la stabilité au renversement : 202
IV. 4.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 202
IV. 4.c.5.2. Moment de renversement : 202
IV. 4.c.5.2. Moment stabilisant : 206
IV. 4.c.6. Vérification des déplacements : 207
IV. 4.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : 209
IV. 3.d. Justification de la largeur des joints sismiques : 211
IV. 2.d. Vérification de cisaillement des éléments : 212

## CHAPITRE V

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 211
V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales : 211
V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires : 213
V.2.1.3. Calcul des armatures transversales des poutres : 214
V.2.1.4. Vérification de la flèche des poutres : 216
V.2.2. Ferraillage des poteaux du Bloc A : 221

# SOMMAIRE

V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme: 221
V.2.2.2. Recommandations des règlements: 222
V.2.2.3. Détermination des sections d'acier: 222
V.2.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S: 224
V.2.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant : 226
V.2.2.7. Armatures transversales: 227
V.2. 3. Ferraillage des voiles : 230
V.2.3.1. Les voiles pleins : 230
V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures : 230
V.2.3.2.a. Les trumeaux : 230
V.2.3.2.b. Les linteaux : 230
V.2.3.3. Méthode de calcul: 230
V.2.3.4. Recommandations réglementaires : 232
V.2.3.4.a. Armatures verticales : 232
V.2.3.4.b. Armatures horizontales : 233
V.2.3.4.c. Armatures transversales : 234
V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux : 234
V.2.3.3. les voile plein : 235
V.2.3.3.1.les armatures verticale : 235
V.2.3.3.2. Calcul des armateurs horizontaux : 237
V.2.3.3.3. Armatures transversales : 237
V.2.3.4. les voile avec ouverture : 239
V.2.3.4.1.les trumeaux : 239
V.2.3.4.2.les linteaux : 241
V.2.3.5.Calcule de ferraillage suivant l'axe X : 245
V.2.3.5.Calcule de ferraillage Suivant l'axe Y : 246
V.3. Ferraillage des éléments résistants du Bloc B : 247
V.3.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 247
V.3.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales : 247
V.3.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires: 249
V.3.2.Calcul des armatures transversales : 250
V.3.3.Vérification de la flèche : 251
V.3.2. Ferraillage des poteaux du Bloc B: 255
V.3.2.1. Introduction: 255
V.3.2.2. Détermination des sections d'acier: 255

V.3.2.3.Vérification des contraintes à l'E.L.S: 257
V.3.2.4. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant : 259
V.3.2.5. Armatures transversales : 259
V.3.3. Ferraillage des voiles pleins : 262
V.3.3.1. Les voile plein : 262
V.3.3.1.1. Les armatures verticales : 262
V.3.3.1.2.Calcul des armateurs horizontaux : 265
V.3.3.1.3. Armatures transversales : 267
V.3.3.2. Les voile avec ouverture : 268
5.3.3.2.1. Les trumeaux : 268
V.3.3.2.2. les linteaux : 269
V.3.3.3. Ferraillage des armatures longitudinales : 269
V.3.3.4. Ferraillage des armatures transversales : 270
V.3.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 271
V.3.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales : 271
V.3.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires : 273
V.3.2. Calcul des armatures transversales : 274
V.3.3. Vérification de la flèche : 274
V.3.4. Ferraillage des poteaux du Bloc C: 278
5.3.4.1. Introduction: 278
V.3.4.2. Les armatures transversales: 279
V.3.5.Ferraillage des voiles : 282
V.3.5.1.les armatures verticaux : 282
V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux : 284
V.3.5.3. Armatures transversales : 284

## Chapitre VI

VI. Etude des fondations: 2 5
VI.1. Introduction: 2 5
VI.1.2. Reconnaissance du sol: 2 5
VI.1.2.a. Nature de la couche de fondation: 2 5
VI.1.2.b. Fondation des ouvrages: 2 5
VI.1.2.c. Stabilit du site: 2 5

# SOMMAIRE

VI.1.3. Recommandations: ..... 285
VI.1.4. Fonctions assurées par les fondations: ..... 286
VI.1.5. Classification des fondations : ..... 286
VI.2. Calcul des fondations du bloc A : ..... 286
VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées du bloc A ..... 288
VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées ..... 289
VI.2.3. Calcul de semelle filante : ..... 293
VI.2.3.1. Dimensionnement ..... 293
VI.2.3.2. V rification de chevauchement ..... 294
VI.2.3.3. Ferraillage de semelle filante ..... 295
VI.2.3.4. Dimensionnement de la poutre de libage ..... 29
VI.2.3.5. Calcul du ferraillage de la poutre de libage ..... 29
VI.2.3.5.1. Armatures longitudinales ..... 29
VI.2.3.5.2. Armatures transversales ..... 299
VI.2.3.6. Armature de peau ..... 300
VI.3. Calcul des fondations du bloc B : ..... 300
VI.3.1. Semelles isolées du bloc B : ..... 300
VI.3.1.1. dimensionnement ..... 300
VI.3.1.2. Ferraillage des semelles isolées du bloc B de la ligne A-1: ..... 305
VI.3.2. Semelles filantes du bloc B : ..... 305
VI.3.2.1.Dimensionnement de semelle filante du bloc B : ..... 307
VI.3.2.2.Ferraillage de semelle filante du bloc B ..... 309
VI.3.2.3. Armatures longitudinales ..... 310
VI.3.2.3.1. Dimensionnement de la poutre de libage ..... 310
VI.3.2.3.2. Armatures transversales ..... 311
VI.3.2.3.3. Armature de peau ..... 311
VI.4. Calcul des fondations du Bloc C ..... 312
VI.4.1. Introduction ..... 312
VI.4.3. Calcul du radier ..... 313
VI.4.4. Prédimensionnement du radier ..... 313
VI.4.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier ..... 316
VI.4.6. Ferraillage du radier ..... 317
VI.4.6.2. calcul des sollicitations ..... 317
VII.4.6.3. Méthode de calcul ..... 317
VI.4.6.4. Calcul du ferraillage ..... 318

VI.4.6.5. Condition de non fragilité ..... 320
VI.4.6.6. Condition d'espacement ..... 320
VI.4.6.7. Vérification de l'effort tranchant ..... 320
VI.4.7. Ferraillage de Nervure 80x50 ..... 321
VI.4.7.2. Evaluation des charges ..... 321
VI.4.7.3. Calcul des moments ..... 321
VI.4.8. Calcul du ferraillage ..... 322
VII.4.8.1. Armatures longitudinales ..... 322
VI.4.8.2. Armatures transversales ..... 323
VI.4.8.3. Armature de peau ..... 323
VI.5. Calcul des longrines ..... 324
VI.5.1. Introduction : ..... 324
VI.5.2. Pré dimensionnement : ..... 324
VI.5.3. Sollicitations: ..... 324
E.L.U ..... 324
VI. 5.4. Calcul de ferraillage : ..... 325
VI. 5.4.1. Armatures transversales ..... 325
VI.6. Calcul de mur de soutènement ..... 328
VI.6.1. charge permanente ..... 328
VI.6.2. Calcul des moments ..... 329
VI.6.3. Condition de non fragilité ..... 331
 Vérification de l'espacement ..... 332
VI. .4. V rification de la fl che ..... 333

# LISTE DES TABLEAUX

# LISTE DES TABLEAUX


**TABLEAU** **TITRE** **PAGE**

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc A .....1

Tableau 1-2 : dimensions du Bloc B.....2

Tableau 1-3 : dimensions du Bloc C.....3

Tableau 1-4 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....23

Tableau 2-1 : prédimensionnement des planchers à corps creux.....26

Tableau 2-2 : charge permanente du mur simple cloison .....28

Tableau 2-3 : charge permanente du mur double cloison .....28

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher terrasse.....29

Tableau 2-5 : : charge d'exploitation des terrasses .....30

Tableau 2- 6 : : Charge permanente du plancher courant.....30

Tableau 2-7 : charge d'exploitation des étages .....31

Tableau 2-8 : Charge permanente du balcon .....31

Tableau 2-9 : : prédimensionnement des poutres .....33

Tableau 2-10: prédimensionnement final des poutres .....34

Tableau 2-11 : prédimensionnement des poteaux .....35

Tableau 2-12 : détermination de la longueur de flambement .....36

Tableau 2-13 : calcule de$\overline{N}_u$ .....37

Tableau 2-14 Tableau des charges permanentes.....38

Tableau 2-15 : Tableau des charges d'exploitation.....39

Tableau 2-16: Tableau de vérification .....40

Tableau 2-17 : vérifications de coffrage des poteaux .....40

Tableau 2-18 vérification aux zones nodales .....41

Tableau 2-19 : prédimensionnement des poteaux .....42

Tableau 2-20: détermination de la longueur de flambement .....42

Tableau 2-21: calcule de$\overline{N}_u$.....43

Tableau 2-22: Tableau des charges permanentes .....44

Tableau 2-23 : Tableau des charges d'exploitations .....44

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-24: Tableau de vérification……45

Tableau 2-25 : vérifications de coffrage des poteaux……45

Tableau 2-26 : vérification aux zones nodales……46

Tableau 2-27: prédimensionnement des poteaux……47

Tableau 2-28 : détermination de la longueur de flambement……48

Tableau 2-29: calcule de$\overline{N}_u$ ……48

Tableau 2-30 : Tableau des charges permanentes ……50

Tableau 2-31: Tableau des charges d'exploitations……50

Tableau 2-32: Tableau de vérification……51

Tableau 2-33 : vérifications de coffrage des poteaux……51

Tableau 2-34 vérification aux zones nodales……52

Tableau 2-35 : predimentionnement des voiles……54

Tableau 3-1 : Les charges……55

Tableau 3-2 : Les efforts……55

Tableau 3-3 : Les données……56

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage ……63

Tableau 3-5 : Calcul des moments……63

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements……64

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage ……67

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELU) ……68

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées (ELS)……68

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELU)……70

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELS)……70

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 12 travées (ELU)……72

Tableau 3-13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 12 travées (ELS)……72

Tableau 3-14 : Récapitulations des efforts……73

Tableau 3-15: calcul des armatures……75

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles ……76

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement.....70

Tableau 3-18 vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles .....70

Tableau 3-19 : : Poids propre du palier de repos de l'escalier .....81

Tableau 3-20: Poids propre de la paillasse de l'escalier .....81

Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier .....83

Tableau 3-22 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U .....83

Tableau 3-23: : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S .....84

Tableau 3-24 : les données .....85

Tableau 3-25: Calcul des sections d'acier de l'escalier .....85

Tableau 3-26: Les armatures de répartition .....85

Tableau 3-27: Vérification de l'espacement .....86

Tableau 3-28 : Vérification à l'E.L.S .....87

Tableau 3-29 : Vérification de la flèche de l'escalier .....89

Tableau 3-30 : prédimensionnement de la poutre palière .....89

Tableau 3-31 Les efforts agissants sur une poutre palière .....72

Tableau 3-32 : les données .....91

Tableau 3-33 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière .....91

Tableau 3-34 : Vérification à l'E.L.S .....94

Tableau 3-35 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière .....95

Tableau 3-36 Poids propre du palier de repos de l'escalier 2 .....98

Tableau 3-37 : Poids propre de la paillasse de l'escalier 2 .....98

Tableau 3-38 : Combinaison des charges de l'escalier 2.....99

Tableau 3-39 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U.....99

Tableau 3-40 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S.....100

Tableau 3-41 : les données.....101

Tableau 3-42 : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....101

Tableau 3-43 : Les armatures de répartition .....101

Tableau 3-44 : Vérification de l'espacement .....102

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-45 : Vérification à l'E.L.S .....102

Tableau 3-46 : Vérification de la flèche de l'escalier .....104

Tableau 3-47 : prédimensionnement de la poutre palière .....105

Tableau 3-48 : Les efforts agissants sur une poutre palière .....106

Tableau 3-49 : les données .....107

Tableau 3-50 : Calcul des sections d'acier de poutre palière .....108

Tableau 3-51 Vérification à l'E.L.S .....110

Tableau 3-52 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière .....111

Tableau 3-53 : Travail externe .....115

Tableau 3-54 :Travail interne .....115

Tableau 3-55 : Calcul des moments .....117

Tableau 3-56 : Calcul des sections d'acier de la dalle .....117

Tableau 3-57: vérification a ELS .....118

Tableau 3-58 : vérification de l'effort tranchant .....118

Tableau 3-59 : Vérification de la flèche préliminaire .....119

Tableau 3-60 : Charges permanentes.....120

Tableau 3-61 : Les charges concentrées.....121

Tableau 3-62 : Détermination des chargements de la dalle .....122

Tableau 3-63 : Les données .....125

Tableau 3-64 : Calcul des sections d'acier de la dalle .....126

Tableau 3-65 : Calcul de moment à E.L.S .....127

Tableau 3-66 : Vérification à l'E.L.S.....128

Tableau 3-68 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière.....110

Tableau 3-69 : Résultats de calcul pour la dalle pleine.....114

Tableau 3-70 : Ferraillage des dalles pleines.....115

Tableau 3-71 : Charges permanentes.....116

Tableau 3-72 : Les efforts agissants sur la poutre noyée.....117

Tableau 3-73 : les données.....118

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-74 : Calcul des sections d'acier de la poutre noyée.....118
Tableau 3-75 : Vérification à l'E.L.S.....121
Tableau 3-76 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.....122
Tableau 3-77 : Charges permanentes.....124
Tableau 3-78 : Les charges concentrées.....125
Tableau 3-79 : Détermination des chargements de la dalle.....125
Tableau 3-80 : Les données.....129
Tableau 3-81 : Calcul des sections d'acier de la dalle.....129
Tableau 3-82 : Calcul de M service.....131
Tableau 3-83 : Vérification à l'ELS.....131
Tableau 4-1 : Calcule du centre de masse.....132
Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion.....136
Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique.....137
Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle.....138
Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale.....138
Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A.....141
Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes .....144
Tableau 4-8: Coefficient de participation massique.....144
Tableau 4-9 : vérification des périodes.....146
Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E).....148
Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....148
Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X.....151
Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....152
Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement.....153
Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant.....153
Tableau 4-16 : Vérification de stabilisation.....154
Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X.....155
Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.....156

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4-19: Vérification l'effet P-Δ sens X.....157

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.....158

Tableau 4-21 : Vérification de cisaillement des poutres.....159

Tableau 4-22 : Vérification de cisaillement des poteaux.....161

Tableau 4-23 : Vérification de cisaillement des voiles .....162

Tableau 4-24 : Calcul du centre de masse .....165

Tableau 4-25 : Calcule de centre de torsion.....167

Tableau 4-26 : Calcule d'excentricité théorique .....167

Tableau 4-27 Calcule d'excentricité accidentelle.....168

Tableau 4-28 : Calcule d'excentricité totale .....168

Tableau 4-29 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B .....169

Tableau 4-30 : Le comportement des trois premiers modes.....171

Tableau 4-31 : Coefficient de participation massique.....172

Tableau 4-32 : vérification des périodes.....174

Tableau 4-33 : Calcul de la force sismique(M.S.E).....175

Tableau 4-34 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....175

Tableau 4-35 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X .....176

Tableau 4-36 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.....177

Tableau 4-37 : calcul du moment stabilisant .....178

Tableau 4-38 : calcul du moment de renversement .....178

Tableau 4-39 : Vérification de stabilisation .....179

Tableau 4-40 : Vérification des déplacements inter-étages sens X .....180

Tableau 4-41 : Vérification des déplacements inter-étage sens-Y.....181

Tableau 4-42 : Vérification l'effet P-Δ sens-X .....182

Tableau 4-43 : Vérification l'effet P-Δ sens-Y.....182

Tableau 4-45 : largeur minimum du joint sismique.....183

Tableau 4-46 : Vérification de cisaillement des poutres du Bloc B.....184

Tableau 4-47 : Vérification de cisaillement des poteaux du Bloc B.....184

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4-48 : Vérification de cisaillement des voiles du Bloc B……185

Tableau 4-49 : Calcule du centre de masse……189

Tableau 4-50 : Calcule de centre de torsion……190

Tableau 4-51 : Calcule d'excentricité théorique ……191

Tableau 4-52 : Calcule d'excentricité accidentelle……192

Tableau 4-53 : Calcule d'excentricité totale……193

Tableau 4-54 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B……194

Tableau 4-55 **:** Le comportement des trois premiers modes ……197

Tableau 4-56 : Coefficient de participation massique……197

Tableau 4-57 : vérification des périodes……199

Tableau 4-58 : Calcul de la force sismique(M.S.E)……200

Tableau 4-59 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……200

Tableau 4-60 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……201

Tableau 4-61 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……202

Tableau 4-62 : calcul du moment de renversement……203

Tableau 4-63 : calcul du moment stabilisant……204

Tableau 4-64 : Vérification de stabilisation……204

Tableau 4-65 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……205

Tableau 4-66 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y……205

Tableau 4-67 : Vérification l'effet P-Δ sens X……207

Tableau 4-68 : Vérification l'effet P-Δ sens-Y……208

Tableau 4-69 : largeur minimum du joint sismique……209

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc A ……212

Tableau 5-2 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements……212

Tableau 5-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales bloc A ……213

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc A ……213

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc A ……214

Tableau 5-6: Calcul de $\bar{\tau}_u$ ……214

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-7: Vérification de cisaillement des poutres principales du bloc A ……215

Tableau 5-8 : Vérification de cisaillement des poutres secondaires du bloc A……215

Tableau 5-9: Section d'armatures transversales des PP et secondaires du bloc A ……216

Tableau 5-10: Vérification de la flèche des poutres du bloc A ……217

Tableau 5-11: Ferraillage des poteaux du Bloc A ……223

Tableau 5-12 : vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements……224

Tableau 5-13 : Ferraillage des poteaux du Bloc A ……225

Tableau 5-14 : vérification des contraintes de cisaillement du Bloc A ……227

Tableau 5-15 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc A ……228

Tableau 5-16 : calcul des armateurs verticaux ……235

Tableau 5-17 : calcul des armateurs verticaux ……236

Tableau 5-18 : vérification des armatures a ELS des voiles ……236

Tableau 5-19 : calcul des armateurs horizontaux ……237

Tableau 5-20 : diamètre des armateurs transversaux……238

Tableau 5-21 : calcul des armateurs verticaux……239

Tableau 5-22 : vérification des armatures a ELS des voiles……240

Tableau 5-23 : calcul des armateurs horizontaux……241

Tableau 5-24 : Calcul de l'armature longitudinal……245

Tableau 5-25 : Calcul de l'armature transversale……245

Tableau 5-26 : Calcul de l'armature longitudinal…… 246

Tableau 5-27 : Calcul de l'armature transversal……246

Tableau 5-28 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc B……247

Tableau 5-29 : vérification de ferraillage des P.P avec les règlements……247

Tableau 5-30 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales du b……248

Tableau 5-31 : Tableau 5-31: Calcul de $\bar{\tau}_u$……248

Tableau 5-32 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc….249

Tableau 5-33 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc B……249

Tableau 5-34 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc B……249

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-35**:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires du bloc B ……250

Tableau 5-36 **:** Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires du bloc……251

Tableau 5-37: Vérification de la flèche des poutres du bloc B……251

Tableau 5-39 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements……257

Tableau 5-40: Vérification des poteaux à L.E.S du Bloc B……258

Tableau 5-41 : vérification des contraintes de cisaillement du Bloc B……259

Tableau 5-42 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc A……260

Tableau 5-44 : calcul des armateurs verticaux……263

Tableau 5-45 : vérification selon les règlements……264

Tableau 5-46 : vérification des armatures a ELS des voiles……265

Tableau 5-47 : calcul des armateurs horizontaux ……266

Tableau 5-48 : diamètre des armateurs transversaux……267

Tableau 5-49 : calcul des armateurs verticaux……268

Tableau 5-50 : vérification des armatures a ELS des voiles……268

Tableau 5-51 : calcul des armateurs horizontaux……269

Tableau 5-52 : Calcul de l'armature longitudinal……269

Tableau 5-53 : Calcul de l'armature transversal……270

Tableau 5-54 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc C……271

Tableau 5-55 : vérification de ferraillage longitudinal des poutres principales avec les règlements ……271

Tableau 5-56 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales bloc C……272

Tableau 5-57 **:** Calcul de $\bar{\tau}_u$……272

Tableau 5-58 **:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc……272

Tableau 5-59 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc C……273

Tableau 5-60 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc C……273

Tableau 5-61 **:** Vérification de cisaillement des poutres secondaires bloc C……273

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5-62 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires bloc……274

Tableau 5-63: Vérification de la flèche des poutres du bloc A……275

Tableau 5-64 Ferraillage des poteaux du Bloc C……278

Tableau 5-65 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements……278

Tableau 5-66: vérification à l'ELS du bloc C……279

Tableau 5-67 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc C……279

Tableau 5-68 : calcul des armateurs verticaux……282

Tableau 5-69 : vérification de ferraillage longitudinal des voiles avec les règlements……282

Tableau 5-70 : vérification des armatures a ELS des voiles ……283

Tableau 5-71 : calcul des armateurs horizontaux……284

Tableau 5-72 : diamètre des armateurs transversaux……284

Tableau 6-1 : dimensionnement de la section des semelles du bloc A……288

Tableau 6-2 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……289

Tableau 6-3 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……289

Tableau 6-4 : Dimensions des semelles filantes sous voiles et poteaux du bloc A……293

Tableau 6-5 : vérification de chevauchement des semelles filantes du bloc A……294

Tableau 6-6 : armatures principales des semelles filantes……295

Tableau 6-7 : armatures de répartition de la semelle filante (SF6)……295

Tableau 6-8 : Dimensionnement de la poutre de libage……296

Tableau 6-9 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……296

Tableau 6-10 : Détermination des moments de la poutre de libage……297

Tableau 6-11 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……297

Tableau 6-12 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS……298

Tableau 6-13 : dimensionnement de la section des semelles du bloc B……300

Tableau 6-14 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……301

Tableau 6-15 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……301

Tableau 6-16 : Section nécessaire de la fondation isolée du bloc B……302

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 6-17 : Ferraillage de semelle isolé du bloc B……303

Tableau 6-18: Section nécessaire de la semelle filante du bloc B……305

Tableau 6-19 : vérification de chevauchement des semelles filantes du bloc B……305

Tableau 6-20: Détermination de la largeur et la hauteur de la semelle……306

Tableau 6-21 : Ferraillage transversal ……307

Tableau 6-22 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……308

Tableau 6-23 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage ……308

Tableau 6-24 : Travail externe ……314

Tableau 6-25 : Travail interne……315

Tableau 6-26 : Les données……316

Tableau 6-27 : Calcul des sections d'acier de la dalle……316

Tableau 6-28 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure……319

Tableau 6-29 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS……319

Tableau 6-30 : pré dimensionnement de longrine des trois Blocs……321

Tableau 6-31 : déférent sollicitation de longrine ……323

Tableau 6-32 : Ferraillage de longrine de Bloc A, B et C……323

Tableau 6-33 : les efforts internes ……327

Tableau 6-34 : Le ferraillage a l'ELU……328

Tableau 6-35 : Vérification de l'effort tranchant……329

Tableau 6-36 : Vérification à l'état limite de service……329

# LISTE DES FIGURES

# LISTE DES FIGURES

**FIGURES** **TITRE** **PAGE**


Figure 1-1 : Façade principale de bloc A.....2

Figure 1-2 : Vue en plan de bloc A.....2

Figure 1-3 :Façade principale de bloc B.....2

Figure 1-4 : Vue en plan de bloc B .....2

Figure 1-5 : Façade principale de bloc C.....3

Figure 1.6 : Vue en plan de bloc C .....3

Figure 1.7 : Plan de masse..... 4

Figure1.8 : Vue du projet en 3D.....5

Figure 1.9 : Vue du projet en haut .....6

Figure 1.10: Vue en plan du sous sol Bloc A.....7

Figure 1.11: : Vue en plan du RDC Bloc A.....8

Figure 1.12 : : Vue en plan de l'étage courant Bloc A.....9

Figure 1.13 : Vue en plan de la terrasse Bloc A.....10

Figure1.14 : Coup A-A Bloc A ..... 11

Figure1.15 : Vue en plan du sous sol Bloc B .....12

Figure1.1 : Vue en plan du RDC Bloc B .....13

Figure1.17 : Vue en plan de l'étage courant Bloc B ..... 14

Figure1.1 : Vue en plan de la terrasse Bloc B .....15

Figure1.19 : Coup A-A Bloc B.....16

Figure1.20 : Vue en plan du RDC Bloc C.....17

Figure1.21 : Vue en plan de l'étage courant Bloc C.....18

Figure1.22 : Vue en plan de la terrasse Bloc C.....19

Figure1.23 : Vue en plan de toiture Bloc C.....20

Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux Bloc A, B et C.....26

Figure 2-2: Dimensions du corps creux.....26

Figure 2-3: Murs Simple et double cloisons.....28

Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse.....29

# LISTE DES FIGURES

Figure 2-5 : composants d'un plancher courant……30

Figure 2 -6 : composants de la dalle pleine d'étages courants……31

Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre……32

Figure 2-8 : Section réduite du poteau……37

Figure. 2-9 : représentation du poteau le plus sollicité……38

Figure 2-10 : les poutres principales……41

Figure 2-11 : les poutres secondaires ……41

Figure. 2-12: représentation du poteau le plus sollicité……43

Figure 2-13 : les poutres principales……46

Figure 2-14 : les poutres secondaires……46

Figure. 2-15: représentation du poteau le plus sollicité……49

Figure 2-16: les poutres principales……52

Figure 2- 17 : les poutres secondaires ……52

Figure 2- 18 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……53

Figure 3-1 : L'acrotère……55

Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU……56

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère……60

Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression……62

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage……62

Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements……64

Figure 3-7 :Choix de disposition des étaiements…… 65

Figure 3-11 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……69

Figure 3-12 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELU)……70

Figure 3-13 Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELS)……71

Figure 3-14 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 7 travées (ELU)……71

Figure 3-15 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 7 travées (ELS)……71

Figure 3-16 : Diagramme de moment dans la poutrelle à 12 travées (ELU)……72

Figure 3-17 Diagramme de moment dans la poutrelle à 12 travées (ELS)……72

# LISTE DES FIGURES

Figure 3-18 : Diagramme de l'effort tranchant dans la poutrelle à 12 travées (ELU)……..…..73

Figure 3-19 : Diagramme de l'effort tranchant dans la poutrelle à 12 travées (ELS)……..73

Figure 3-20 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)……..74

Figure 3-21:ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……..…..78

Figure 3-22 : Représentation d'un escalier ……..79

Figure 3-23 : escalier type 1 : deux volés ……..80

Figure 3-24: escalier type 2 : trois volés……..80

Figure 3-25 : escalier a une seule volé……..80

Figure 3-26 : Dimensions de l'escalier ……..81

Figure 3-27 : Schéma statique à l'E.L.U……..83

Figure 3-28 : Diagramme de moment l'E.L.U ……..83

Figure 3-29 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U ……..84

Figure 3-30 : Schéma statique à l'E.L.U……..84

Figure 3-31 : Diagramme de moment l'E.L.S ……..84

Figure 3-32 : Dimensionnement de la poutre palière ……..90

Figure 3-33 : Diagramme de moment l'E.L.U……..90

Figure 3-34 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U ……..91

Figure 3-35 : Diagramme de moment……..91

Figure 3-36 : ferraillage de la poutre palière ……..96

Figure 3-37 : escalier de bloc « C » : deux volés ……..97

Figure 3-38 : Schéma statique à l'E.L.U ……..99

Figure 3-39 : Diagramme de moment à l'E.L.U ……..99

Figure 3-40 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U……..100

Figure 3-41 : Schéma statique à l'E.L.S……..100

Figure 3-42: Diagramme de moment à l'E.L.S……..100

Figure 3-43 : Dimensionnement de la poutre palière ……..105

Figure 3-44: Diagramme de moment l'E.L.U ……..106

Figure 3-45: Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U ……..107

# LISTE DES FIGURES

Figure 3-46 : Diagramme de moment à l'E.L.S.....107

Figure 3-47 : ferraillage de la poutre palière.....112

Figure 3-48 : dalle reposant sur deux appuis.....114

Figure 3-49 : Représentation de lignes de rupture.....114

Figure 3-50: Représentation de la flèche .....115

Figure 3-51: Dimensions de la dalle machine.....119

Figure 3-52 : Déférentes charges agissantes sur la dalle.....121

Figure 3-53 : Les lignes de rupture.....123

Figure 3-54: la vérification de non poinçonnement.....129

Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D .....130

Figure 4-2-a : : disposition des voiles du bloc .....132

Figure 4-2-b : disposition des voiles en 3D du bloc A .....133

Figure 4-3 : Spectre de réponse.....142

Figure 4-4 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A.....143

Figure 4-5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....149

Figure 4-6 : Distribution des forces sismiques.....150

Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....151

Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....152

Figure 4-9 : Vue de la structure en 3D.....164

Figure 4-10-a : Disposition des voiles du Bloc B.....165

Figure 4-10-b : disposition des voiles en 3D du bloc B.....166

Figure 4-11: Spectre de réponse .....170

Figure 4-12 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B.....171

Figure 4-13 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....176

Figure 4-14 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y .....177

Figure 4-15 : largeur minimum du joint sismique.....183

Figure 4-15 : la vue de structure en 3D.....186

Figure 4-16-a : Disposition des voiles du bloc C.....187

# LISTE DES FIGURES

Figure 4-16-b : Disposition des voiles en 3D du bloc C……188

Figure 4-17 : Spectre de réponse……195

Figure 4-18: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc C……196

Figure 4-19 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……201

Figure 4-20 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……202

Figure 4-21 : largeur minimum du joint sismique……209

Figure 5-1 : Ferraillage des poutres principales de RDC et les étages courants du Bloc A……217

Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales du sous sol du Bloc A……218

Figure 5-3 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire de RDC et les étages courants du Bloc A……218

Figure 5-4 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de RDC et les étages courants du Bloc A……219

Figure 5-5 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire du sous sol du Bloc A……219

Figure 5-6 : Ferraillage des poutres secondaires de rive du sous sol du Bloc A ……220

Figure 5-7 : ferraillage des poteaux (40x40)……229

Figure 5-8 : ferraillage des poteaux (35x35) ……229

Figure 5-9 : ferraillage des poteaux (30x30)…… 229

Figure 5-10 : Diagramme des contraintes (SPC)……231

Figure 5-11 : Diagramme des contraintes (SET)……231

Figure 5-12 : Diagramme des contraintes (SEC)……232

Figure 5-13 : disposition des armatures verticales dans les voiles ……234

Figure 5-14 : disposition des armateurs transversaux (épingles) ……238

Figure 5-15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux ……243

Figure 5-16 : Armatures du linteau selon le RPA 99……244

Figure 5.17 :Ferraillage des poutres principales de RDC et les étages courants du Bloc B……252

Figure 5-18 : Ferraillage des poutres principales du sous sol du Bloc B ……252

Figure 5-19 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire de RDC et les étage courants du Bloc B……253

Figure 5-20 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de RDC et les étages courants du Bloc B

……253

# LISTE DES FIGURES

Figure 5-21: Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire du sous sol du Bloc B....254

Figure 5-22 : Ferraillage des poutres secondaires de rive du sous sol du Bloc B.....254

Figure 5-23 : ferraillage des poteaux (40x40) .....261

Figure 5-24 : ferraillage des poteaux (35x35).....261

Figure 5-25 : ferraillage des poteaux (30x30).....261

Figure 5-26 : Disposition des armatures pour les poutres.....275

Figure 5-27 : Ferraillages des poutres principales de la terrasse.....276

Figure 5-28 : Ferraillages des poutres principales du sous sol, RDC et les étages courants.....276

Figure 5-29 : Ferraillages des poutres secondaires de la terrasse .....277

Figure 5-30: Ferraillages des poutres secondaires du sous sol, RDC et les étages courants .....277

Figure 5-31: Poteaux 45x45.....280

Figure 5-32 : Poteaux 40x40.....280

Figure 5-33 Poteaux 35x35.....280

Figure 5-34 : Poteaux 30x30.....280

Figure 5-35 : Poteaux D50.....281

Figure 5-36 : Poteaux D45.....281

Figure 5-37 : Poteaux D40.....281

Figure 5-38 : Poteaux D35.....281

Figure 5-39 : Poteaux D30.....281

Figure 6-1 : Les bulles de .....287

Figure 6-2 : Choix N°1 des semelles du Bloc A pression.....287

Figure 6-3 : Semelle filante sous poteaux.....290

Figure 6-4 : Choix N°2 des semelles du bloc A.....291

Figure 6-5 : Choix N°3 des semelles du bloc A.....292

Figure 6-6 : Semelle isolée sous poteau.....300

Figure 6-7 : Choix N°1 des semelles du bloc B.....301

Figure 6-8 : Les bulles de pression.....303

Figure 6-9 : Semelle filante sous poteaux.....306

# LISTE DES FIGURES

Figure 6-10 : Choix N°2 des semelles du bloc B……306

Figure 6-11 : le rôle du radier……312

Figure 6-12 : Schéma du Radier ……317

Figure 6-13 : schéma de Radier……317

Figure 6-14 : Répartition des charges sur les poutres……321

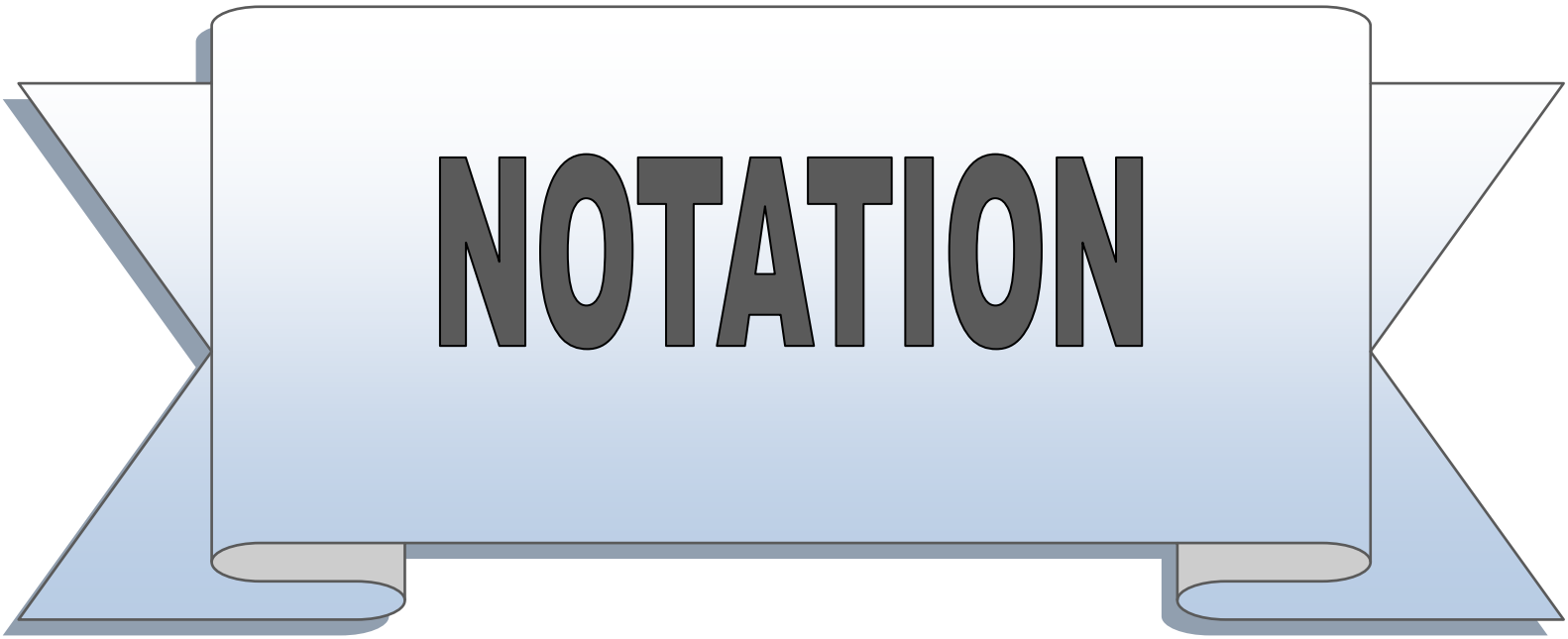
Figure 6-15 : Répartition armatures dans les poutres……323

Figure 6-16 : Ferraillage des longrines Bloc A……326

Figure 6-17 : Ferraillage des longrines Bloc B……327

Figure 6-18 : Ferraillage des longrines Bloc C……327

Figure 6-19 : Dimension de la dalle machine……329


NOTATION

## Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

## Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

## Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

## Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

## Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

# INTODUCTION GENERALE

# INTRODUCTION

Ce projet est une conception et étude de trois structures 2 bloc a usage (habitation+commerciale) contient (sous-sol+RDC a l usage commercial + 5 étages à usage d'habitation),et 1bloc a usage commerciale contient (sous-sol+RDC+8 étages a l usage commercial)

Dans le cadre de la construction de 90 logements LSP+commerce à Médéa, wilaya de Médéa, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIb.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions. Le second traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4éme chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "SAP2000 version 15", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique,

les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de 5éme chapitre.

Finalement, les blocs sont fondés conformément au rapport du sol.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

# CHAPITRE I

# DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

# I. INTRODUCTION

## I.1 DESTINATION :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un projet constitué de 7 blocs, mais on va résumer ces calculs en 3 blocs parce qu'on a :

- ✓ Même caractéristiques géométriques.
- ✓ Même caractéristiques des matériaux.
- ✓ Même caractéristiques du sol.
- ✓ Même usage.

Les trois blocs sont :

- ❖ Bloc angle (R+5+sous sol) avec RDC et sous sol à usage commercial et les autres étage à usage d'habitation.
- ❖ Bloc barre (R+5+sous sol) avec RDC et sous sol à usage commercial et les autres étage à usage d'habitation.
- ❖ Bloc circulaire (R+8+sous sol) avec touts les étages à usage commercial.

Les blocs sont construits en béton armé et contreventés par des voiles.. (Voir plans ci-après pages11)

**SITUATION:** l'ouvrage étudié sera implanté à Médéa, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

**DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :**

L'ouvrage étudié est constitué de trois blocs, deux blocs sont rectangulaires comportant ≪ 5 ≫ niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+5+SS) et le troisième est circulaire comportant ≪ 8 ≫ niveaux sur un rez-de-chaussée et un sous-sol (R+8+SS).

## I.2 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

### I.2.a Dimensions et figures :

**I.2.a.1 Bloc A (angle):** Le bloc A (bloc angle) dont les dimensions sont :

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc A

| Dimensions en plan | Dimensions en élévation |
|---|---|
| Longueur .L=19.34 m<br>Largeur….l= 17.95 m | Hauteur totale du bâtiment:H=23.65 m<br>Hauteur de l'étage courant: h= 3.06m<br>Hauteur de RDC…… : hr= 4.14m<br>Hauteur de l'sous-sol…: hs= 4.20m |



Figure1.1 : Façade principale de bloc A

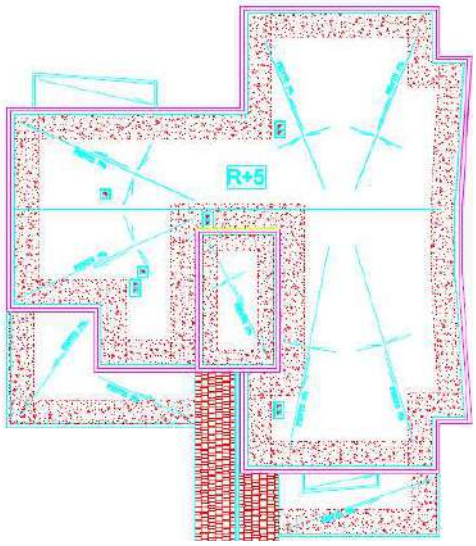



Figure1.2 : Vue en plan de bloc A

**I.2.a.2 Bloc B (barre):** le deuxième bloc (bloc barre) dont les dimensions sont :

Tableau 1-2 : dimensions du Bloc B

| Dimensions en plan | Dimensions en élévation |
|---|---|
| Longueur .L= 23.7 m<br>Largeur….l= 13.35 m | Hauteur totale du bâtiment: H=23.65m<br>Hauteur de l'étage courant: h=3.06 m<br>Hauteur de RDC…… : hr= 4.14m<br>Hauteur de l'sous-sol…: hs=4.20 m |



Figure1.3 : Façade principale de bloc B

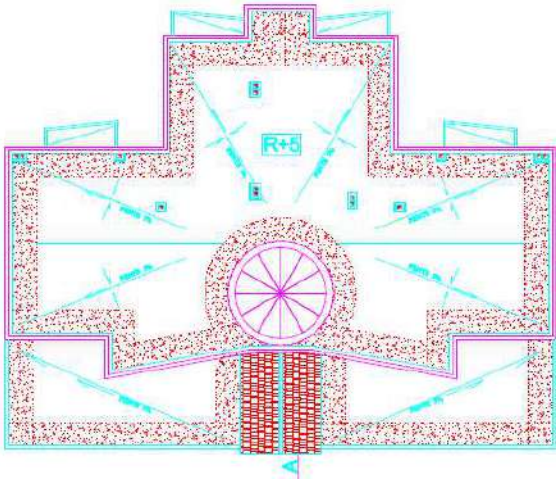



Figure1.4 : Vue en plan de bloc B

**I.2. a.3 Bloc C (circulaire):** le troisième bloc (bloc cercle) dont les dimensions sont :

Tableau 1-3 : dimensions du Bloc C

| Dimensions en plan | Dimensions en élévation |
|---|---|
| Rayon…. R= 13.95m | Hauteur totale du bâtiment: H=40.8m<br>Hauteur de l'étage courant: h=4.08 m<br>Hauteur de RDC…… : hr= 4.08m<br>Hauteur de l'sous-sol……. hs= 4.08m |

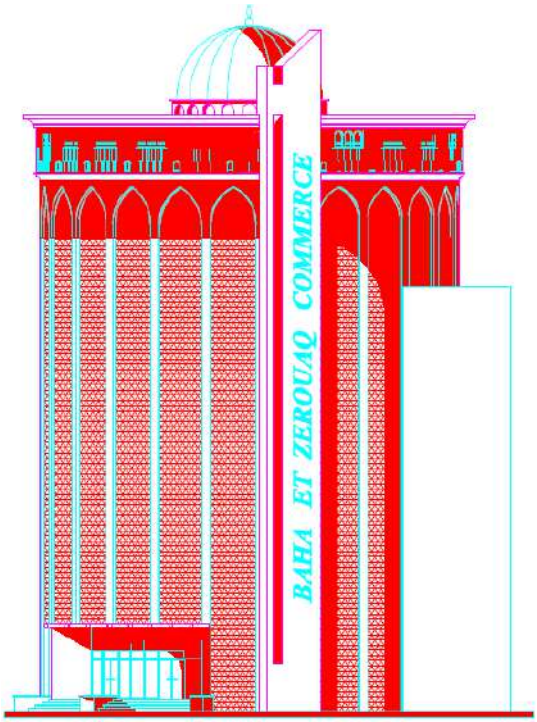



Figure1.5 : Façade principale de bloc C

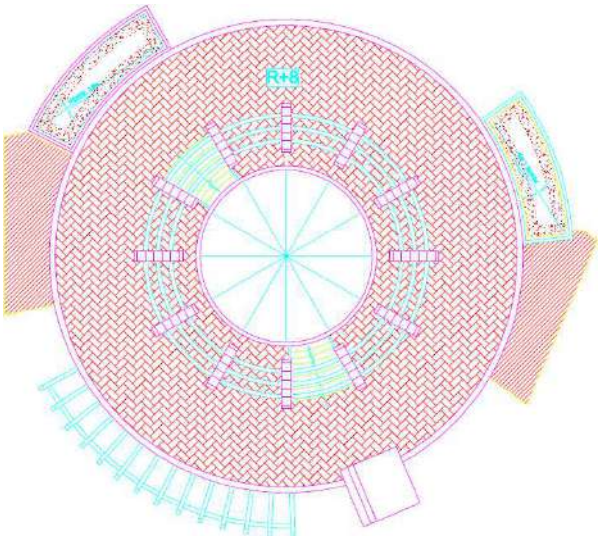



Figure1. : Vue en plan de bloc C

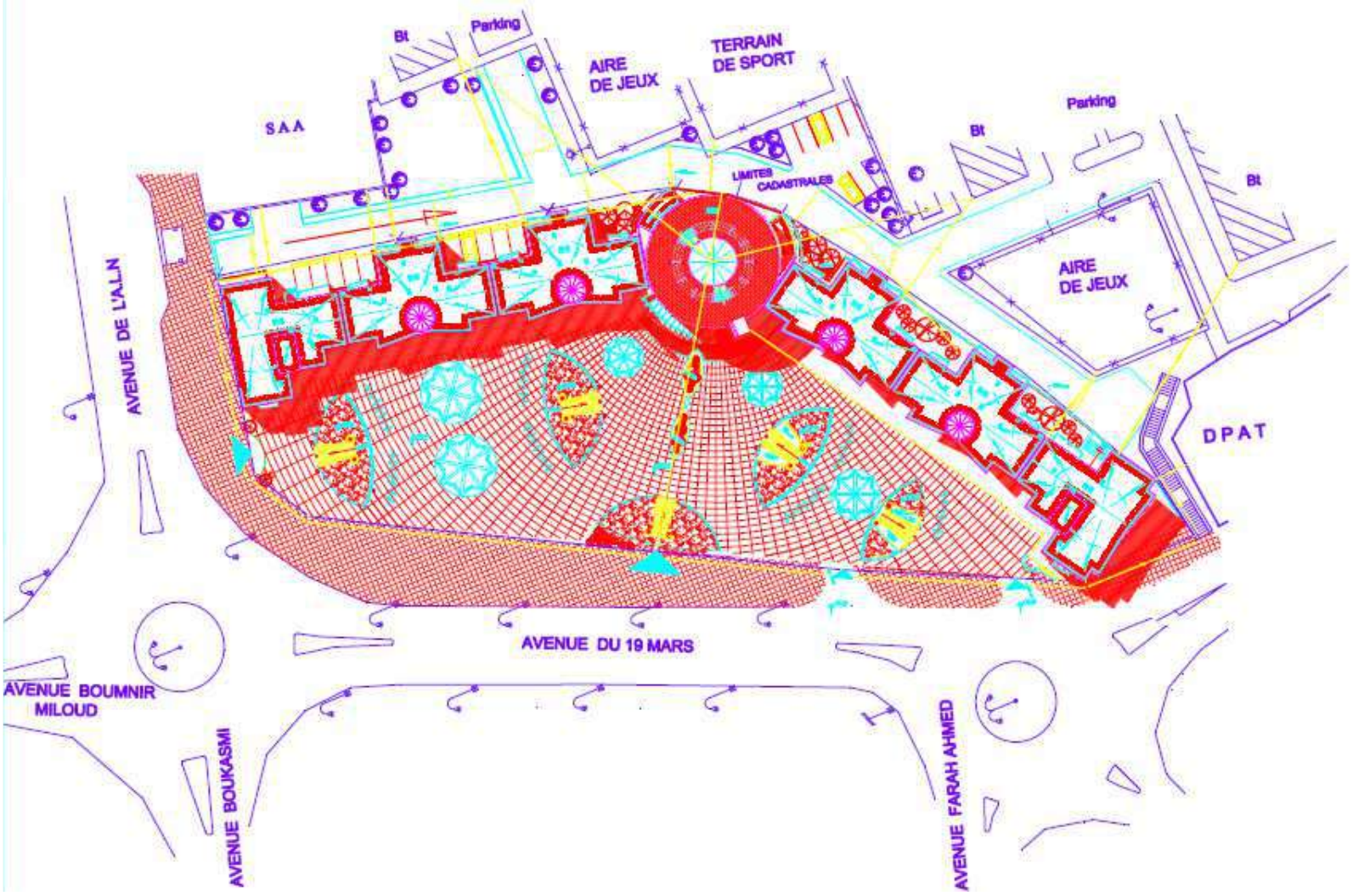



Figure1.7 : Plan de masse



Figure1.8 : Vue du projet en 3D

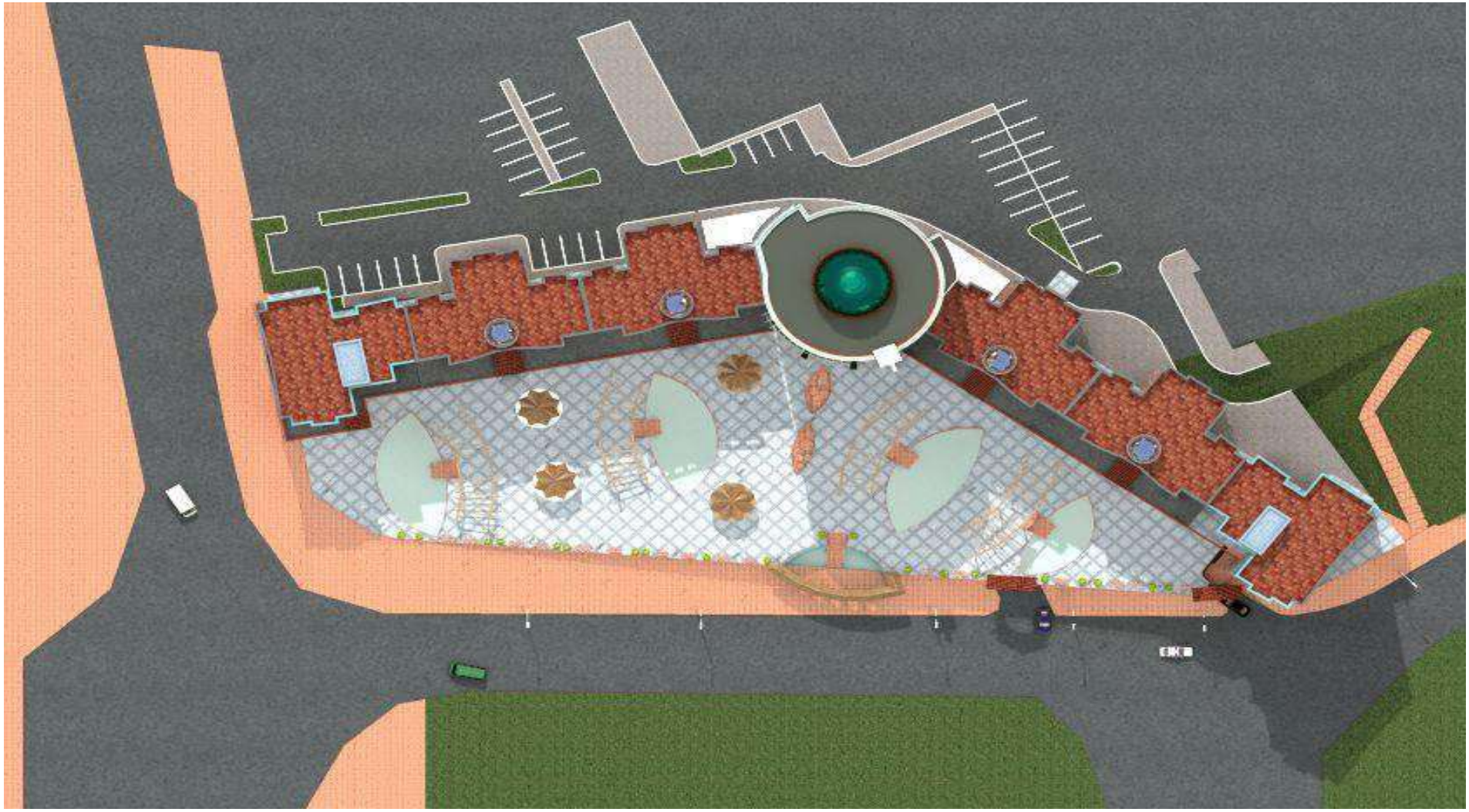


Figure1.9 : Vue du projet en en haut

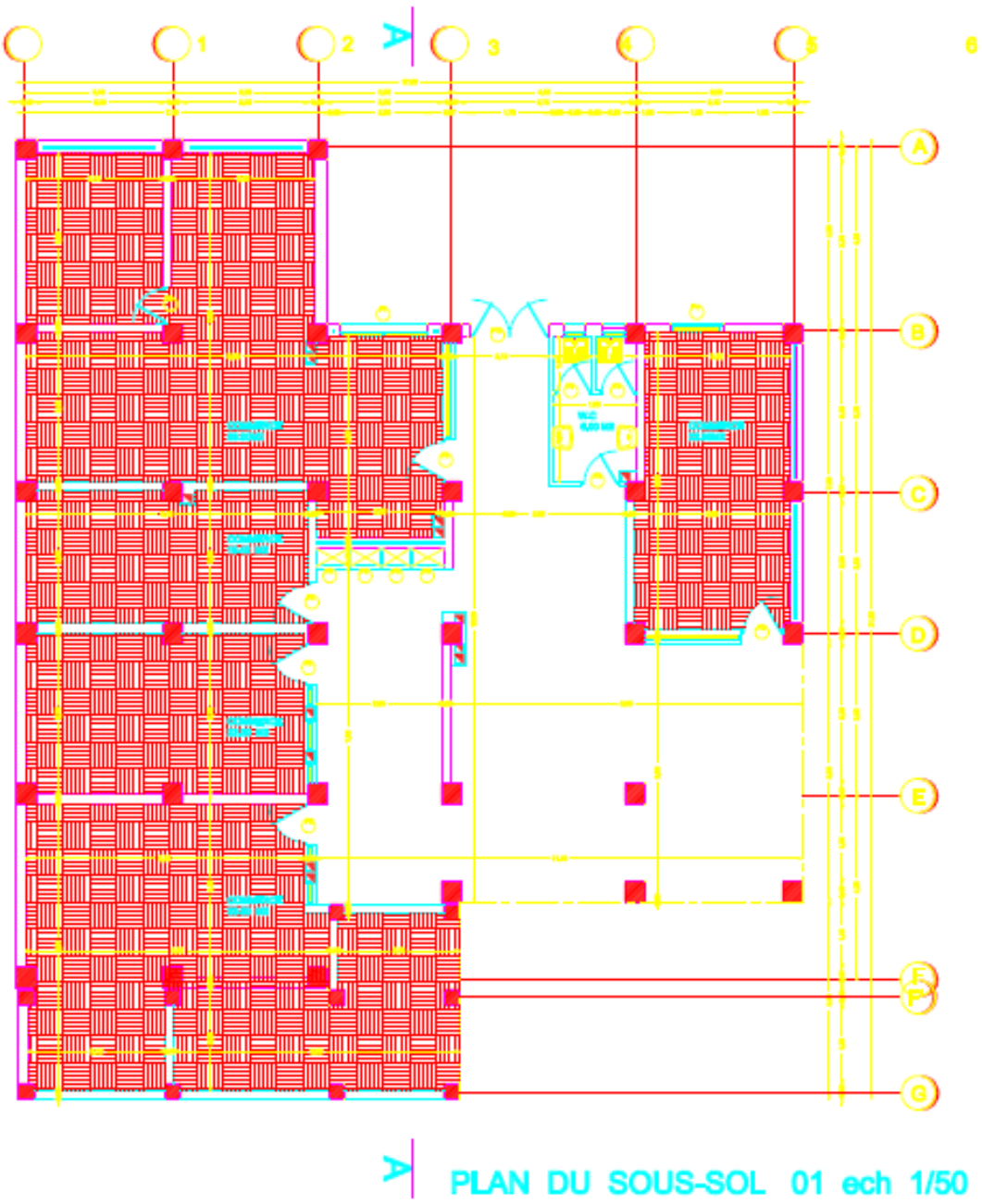



Figure1.10 : Vue en plan du sous sol Bloc A

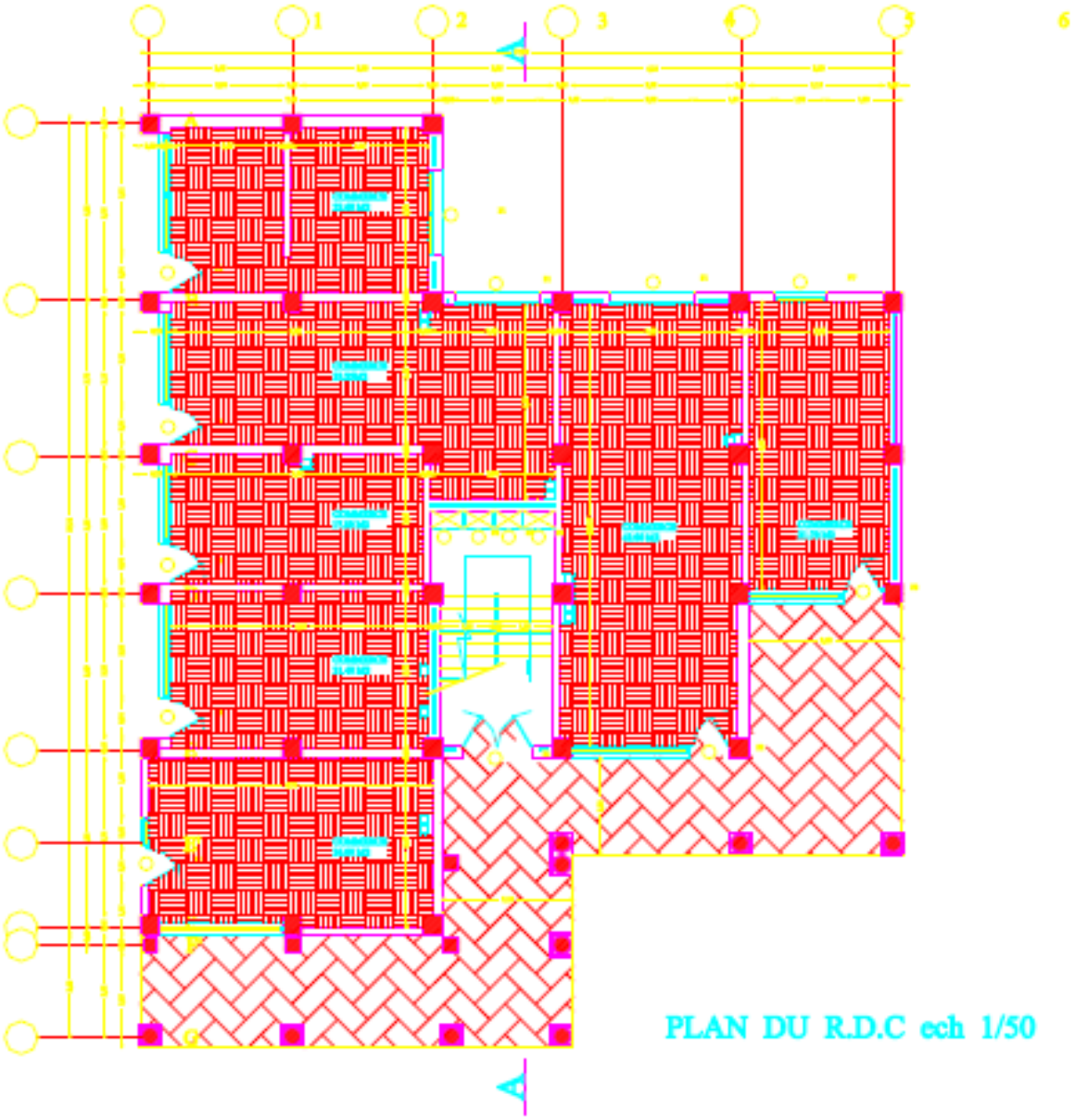



Figure1.11 : Vue en plan du RDC Bloc A

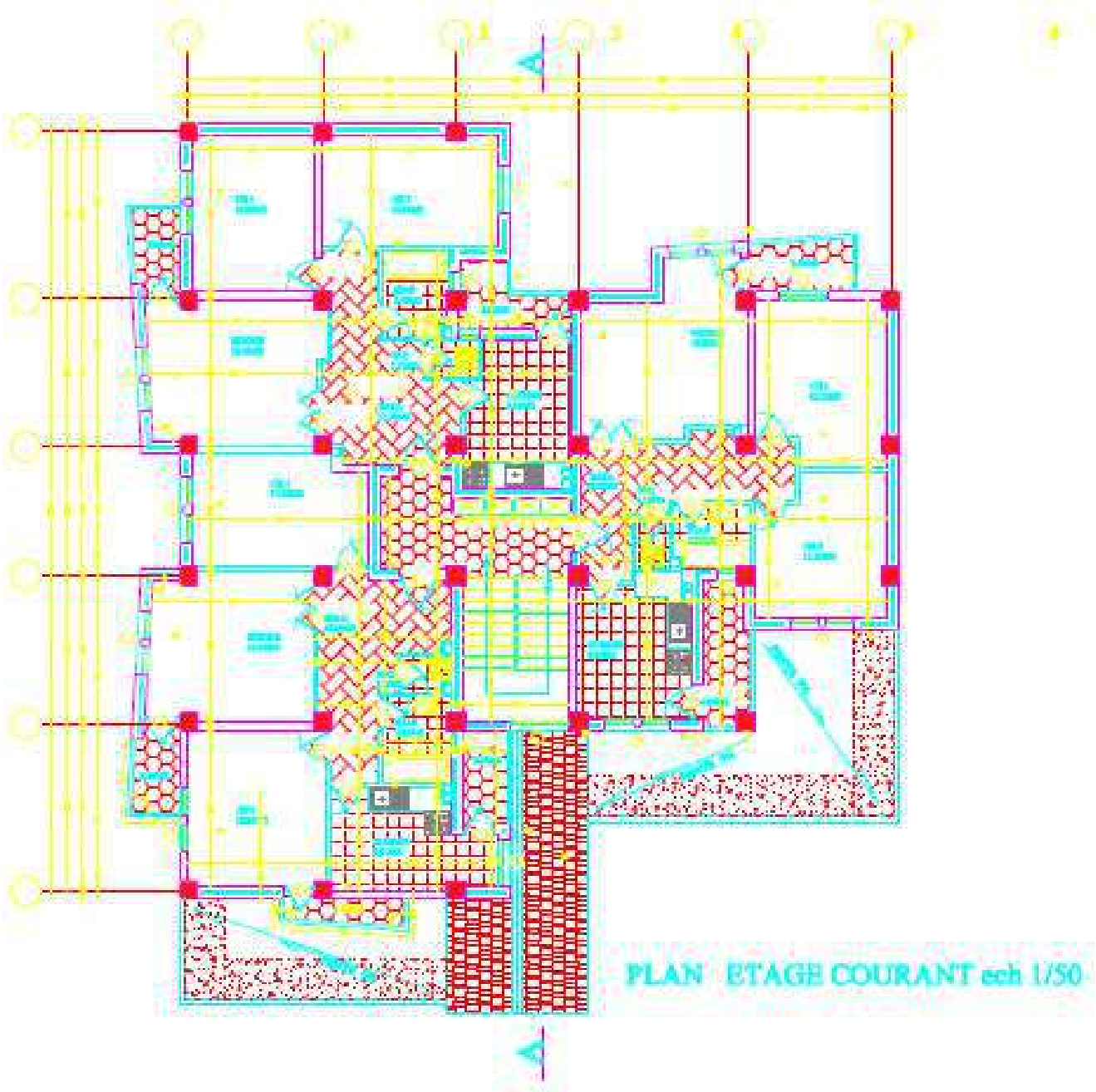



Figure1.12 : Vue en plan de l'étage courant Bloc A

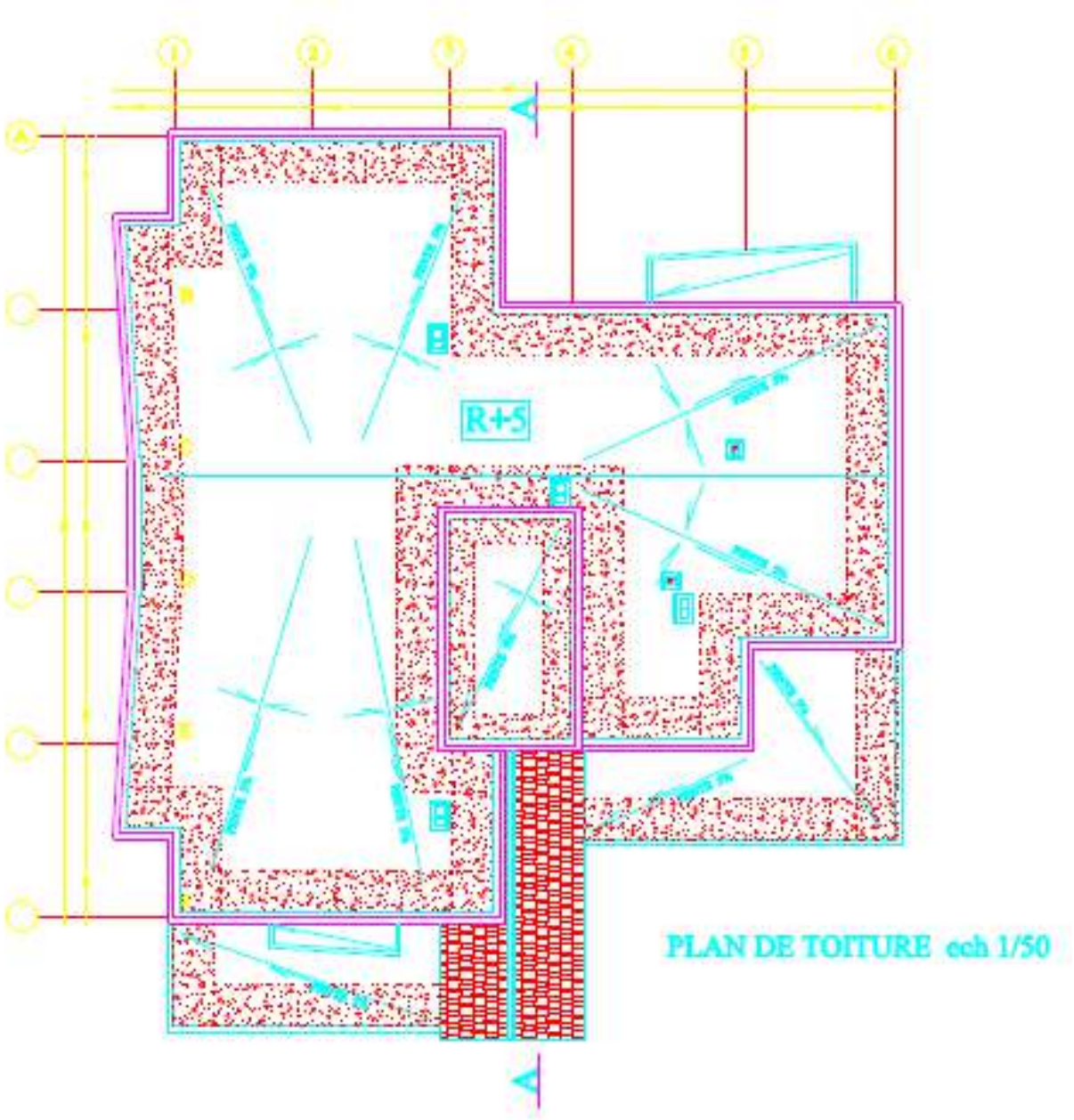



Figure1.13 : Vue en plan de la terrasse Bloc A

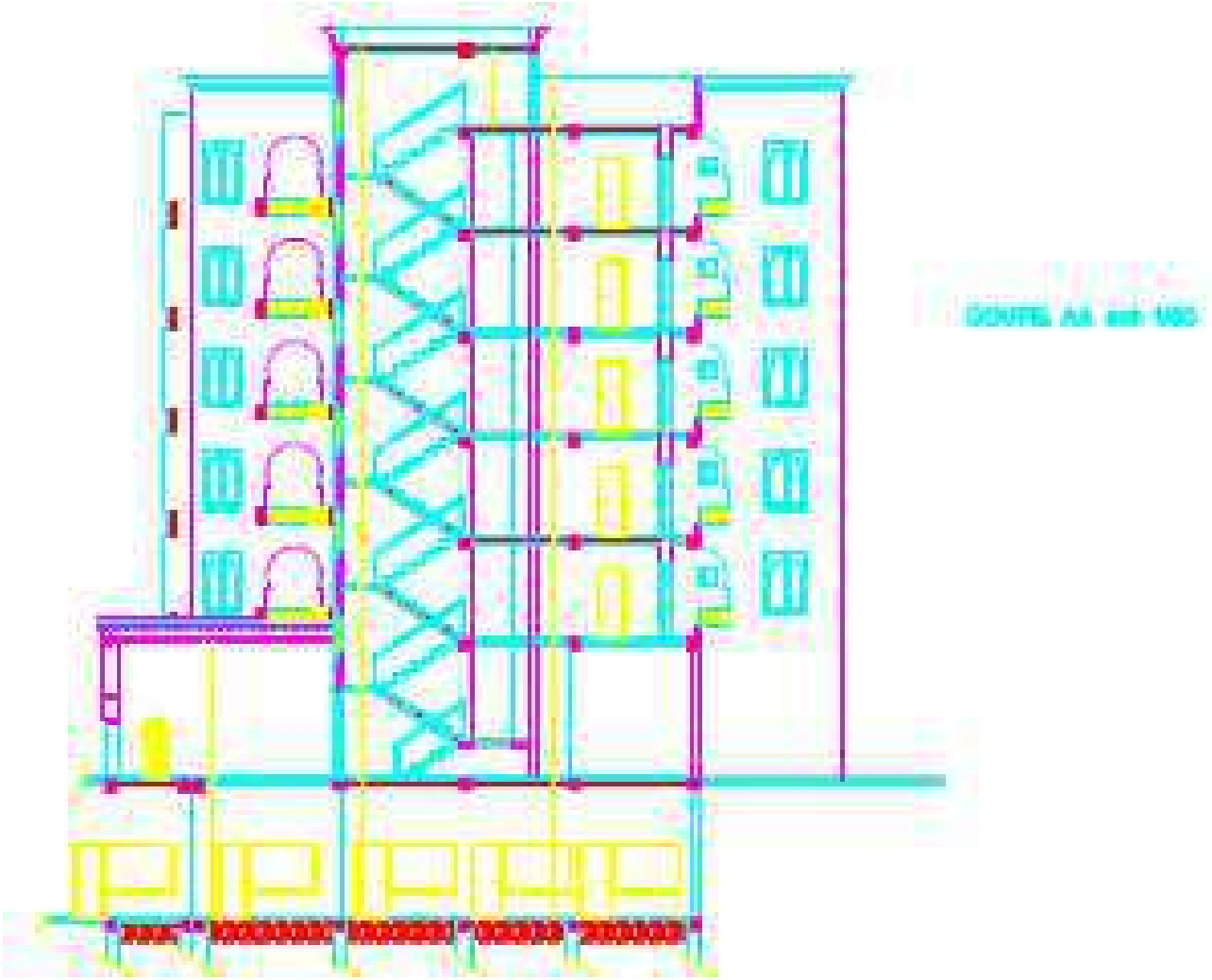


Figure1.14 : Coup A-A Bloc A

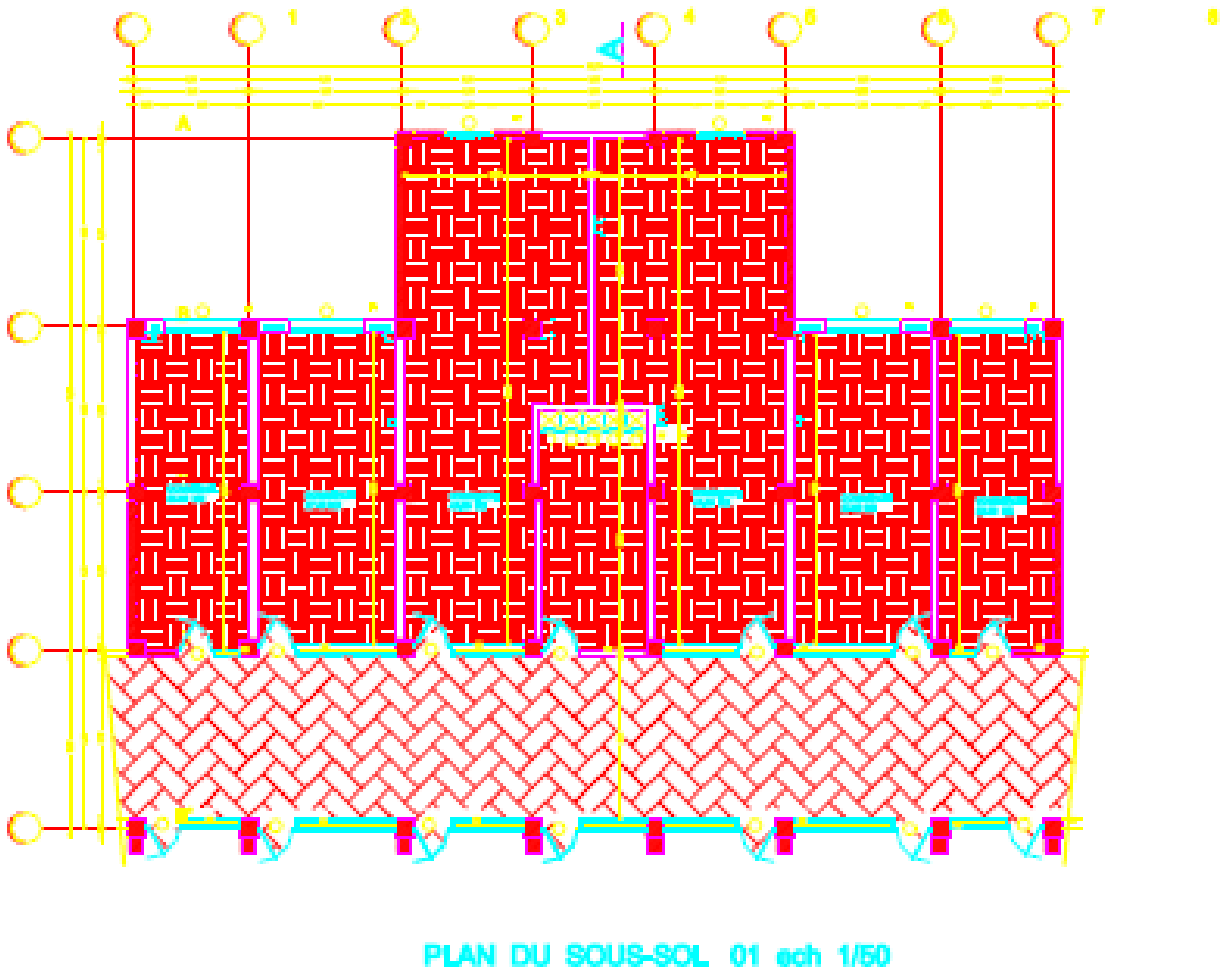



Figure1.15 : Vue en plan du sous sol Bloc B

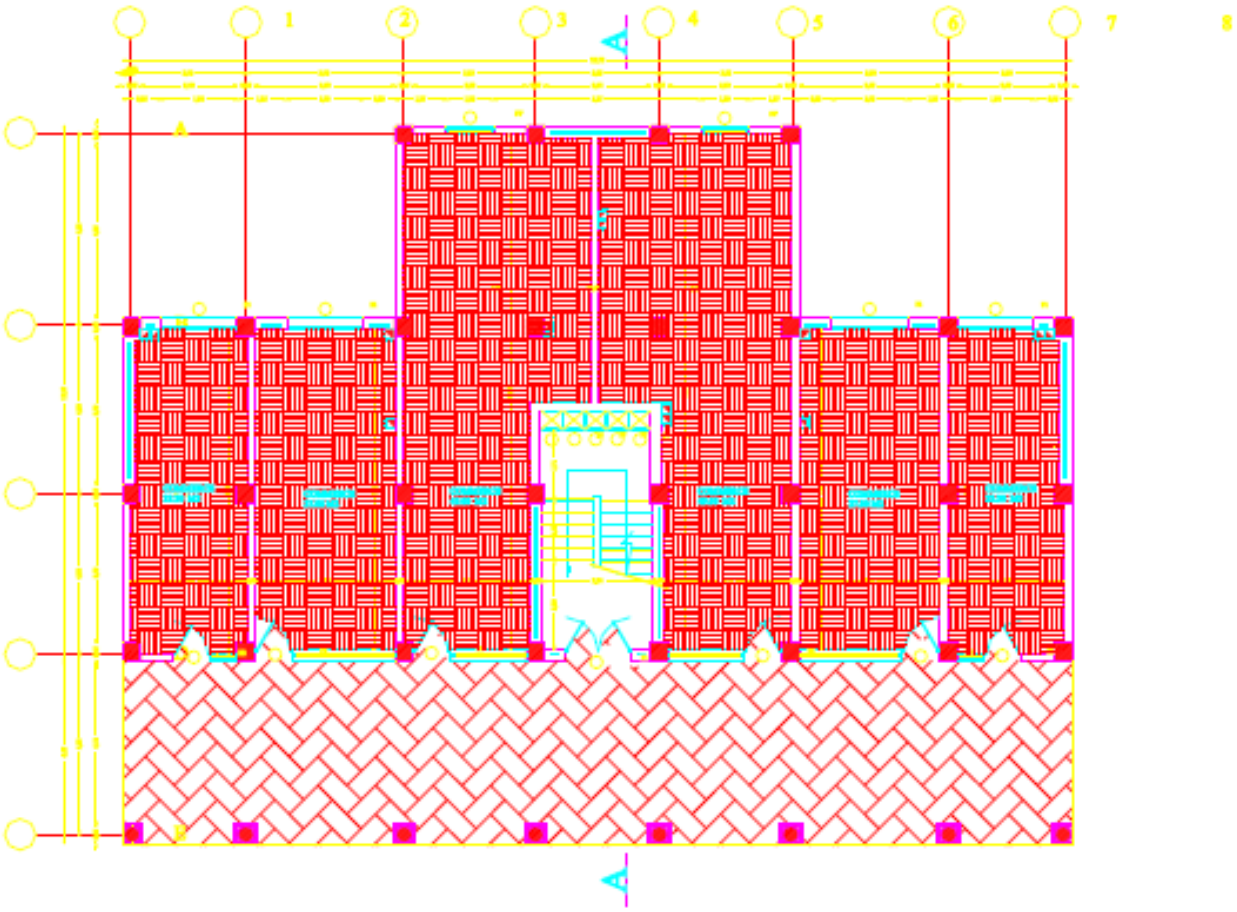



Figure1.16 : Vue en plan du RDC Bloc B

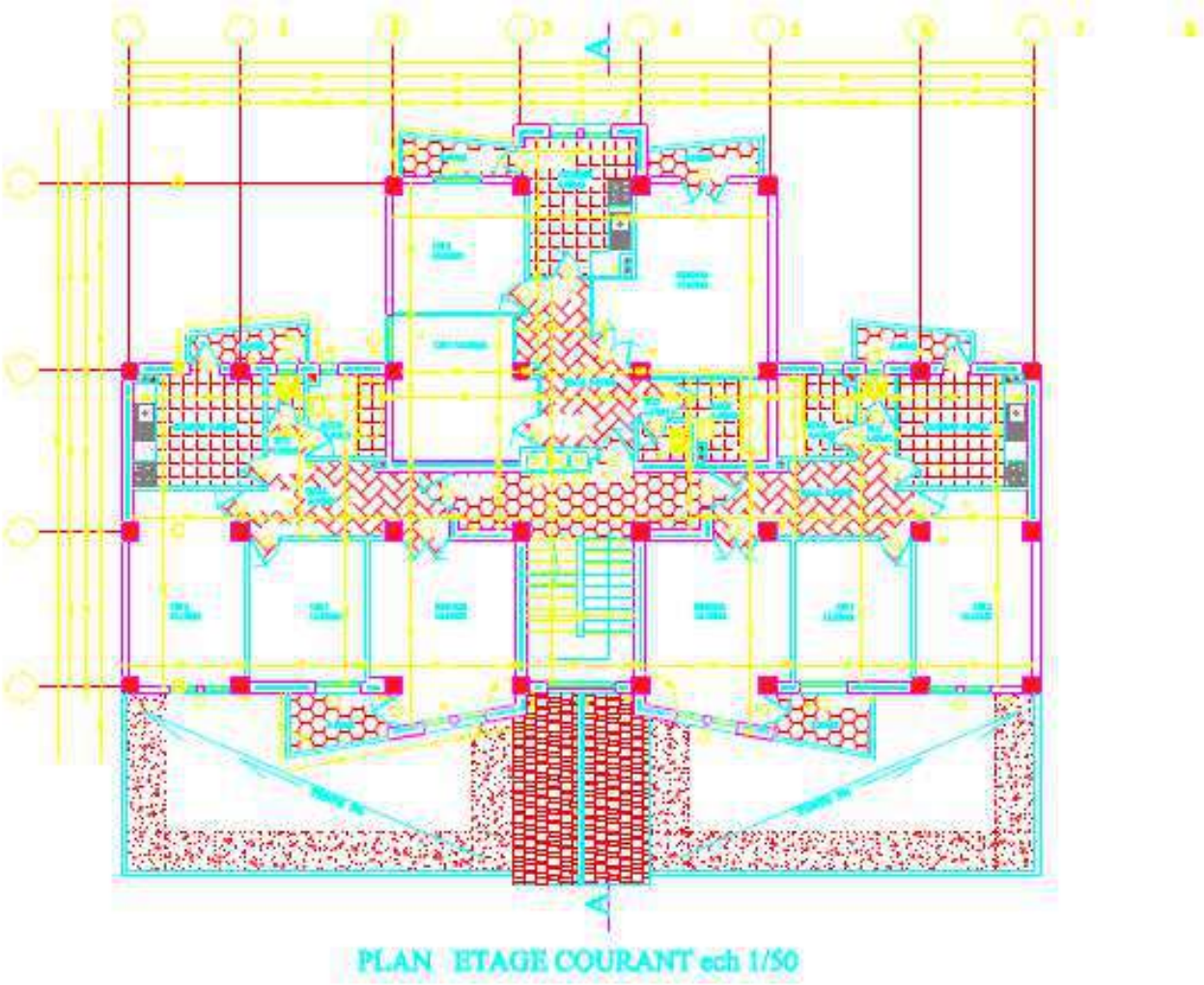



Figure1.17 : Vue en plan de l'étage courant Bloc B

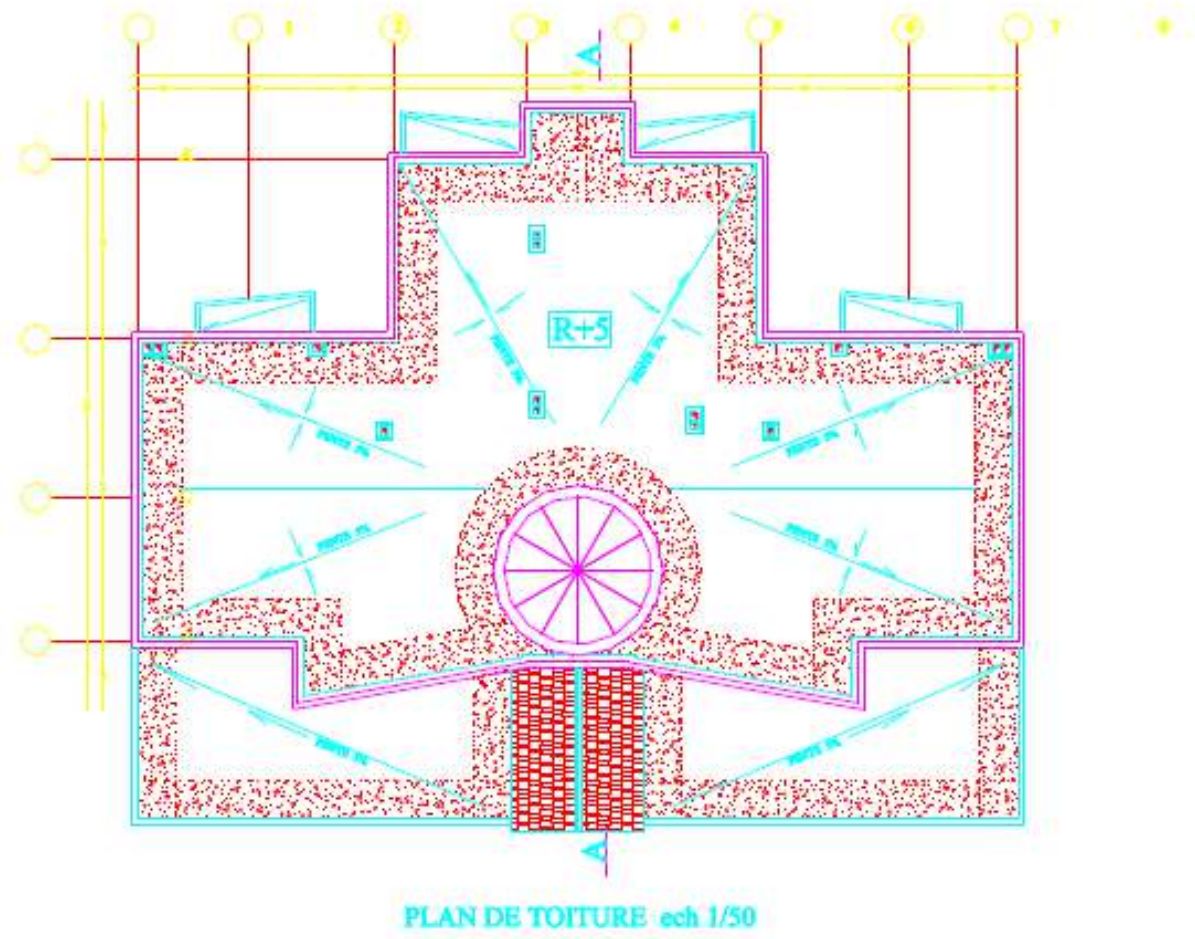



Figure1.18 : Vue en plan de la terrasse Bloc B

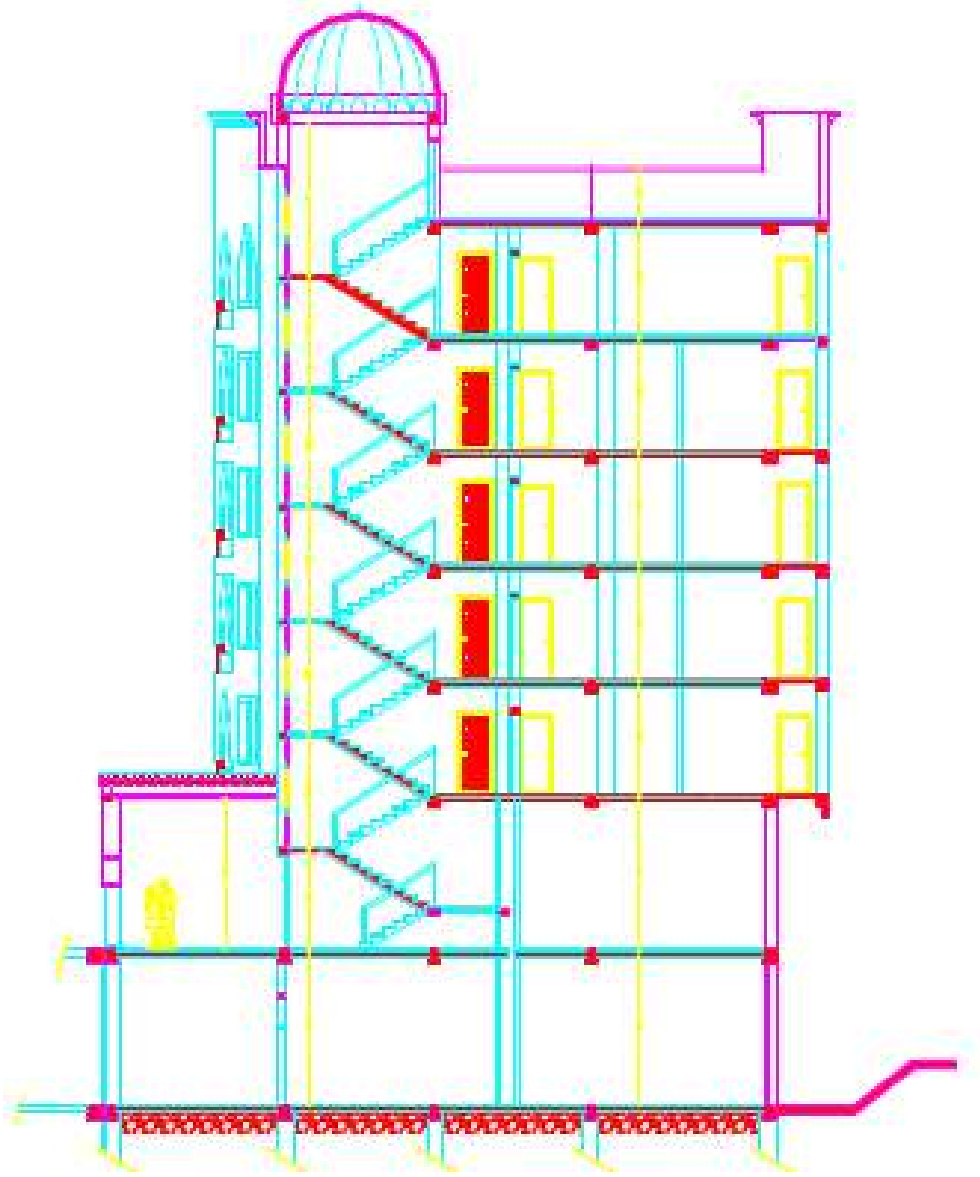



Figure1.19 : Coup A-A Bloc B

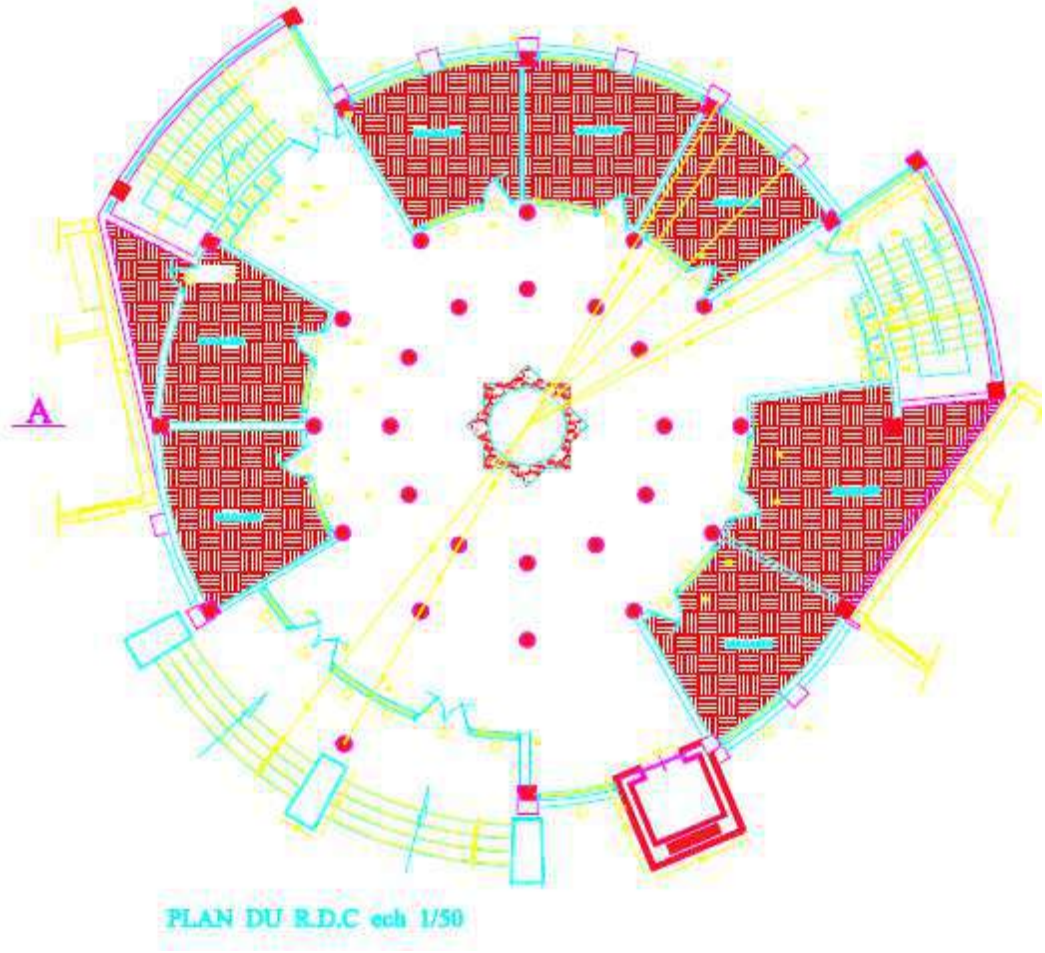



Figure1.20 : Vue en plan du RDC Bloc C

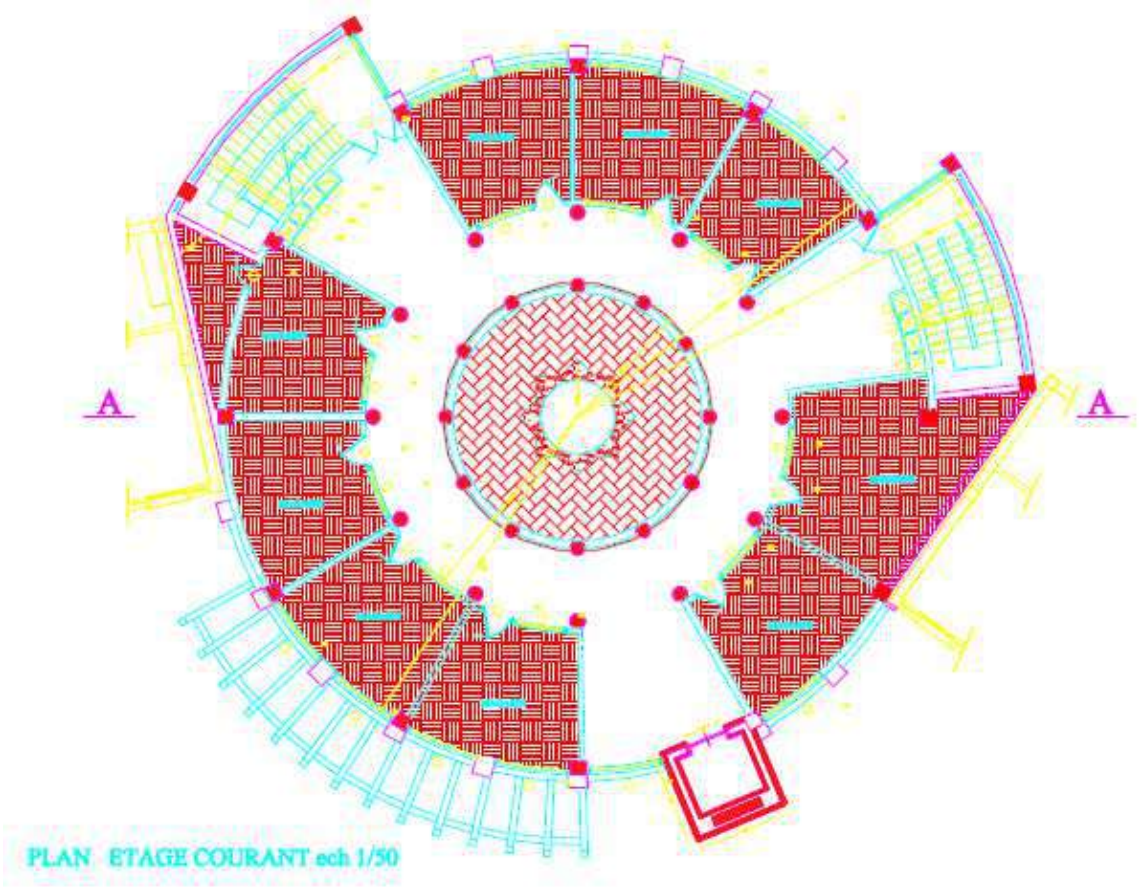



**Figure1.21 : Vue en plan de l'étage courant Bloc C**

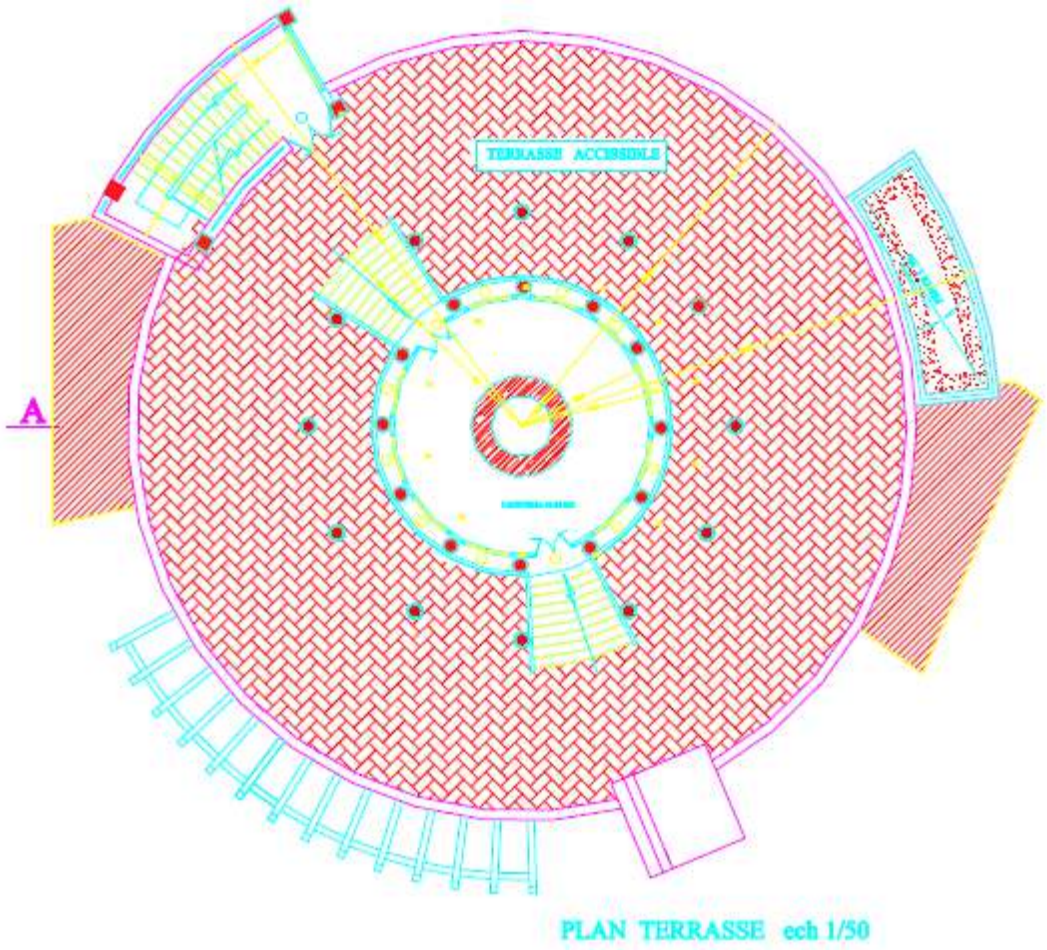



**Figure1.22 : Vue en plan de la terrasse Bloc C**

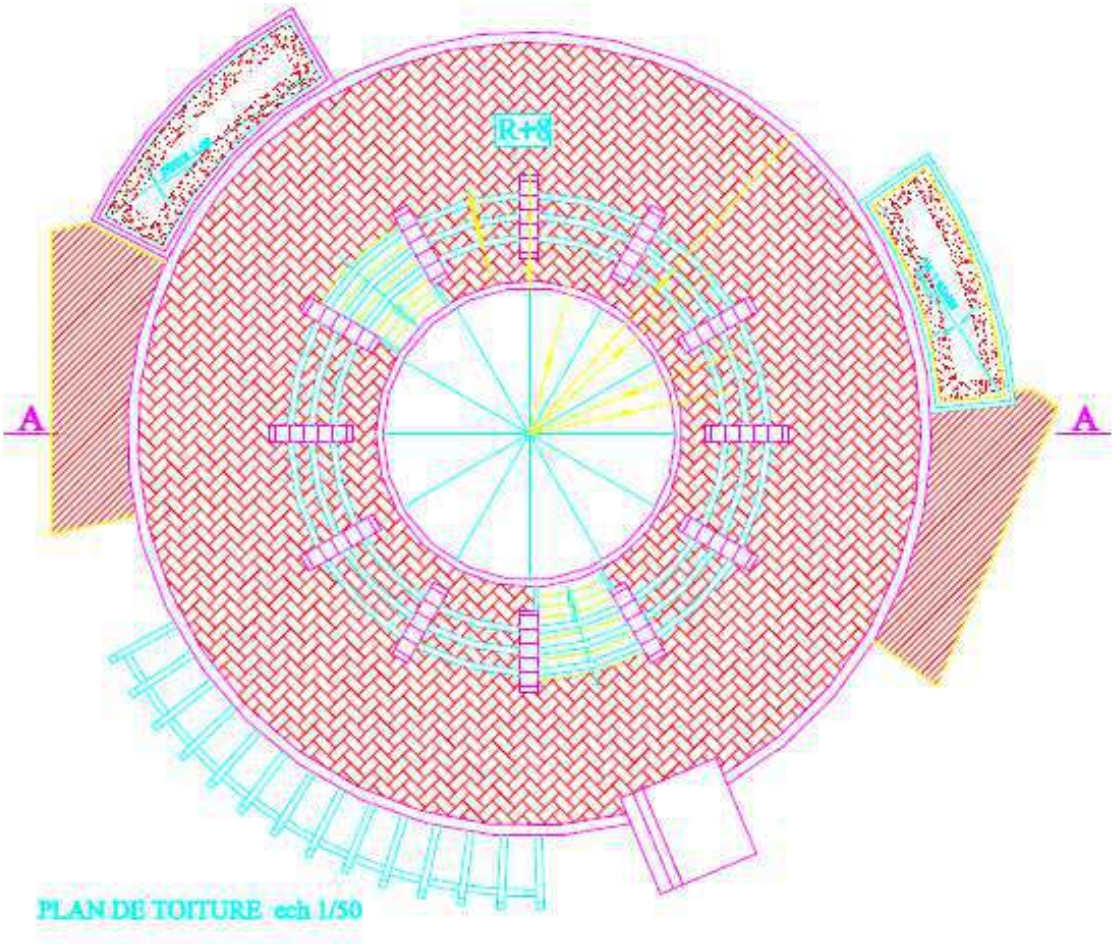



Figure1.23 : Vue en plan de toiture Bloc C

**I.2.b. Système de contreventement :**

Nos bâtiments comportent des hauteurs dépassants les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions a tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

**I.2.c. Planchers :**

Nous avons adopte (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux
- Le plancher à dalle pleine

**I.2.d. Maçonnerie :**

La maçonnerie des bâtiments sera exécutée en briques creuses.

• Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.

• Murs intérieurs (simple cloison) :

**I.2.e. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure compose essentiellement en béton arme, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

**I.2.f. Escalier :**

La circulation entre les étages de nos bâtiments est assurée par des escaliers a deux volées et un autre a trois volées.

**I.2.g. Terrasse**

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse accessible,

**I.2. h. Ascenseurs**

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

**I.3. Caractéristique mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

**I.3.1. Béton :** le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés ≪ granulats ≫ (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

**I.3.1.a. caractéristique du Béton :**

• facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.
• bonne résistance aux actions climatiques.
• bonne résistance a la compression.
• faible résistance a la traction.

**I.3.1.b. ciment :** le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage a construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

• Resistance mécanique.
• Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé CPJ – CEM II 42,5

**I.3.1.c. Granulats :** le béton est constitué de deux types de granulats.

• Sable de dimension inferieure à 5 mm.
• gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8, 8/15 et 15/25)

**I.3.1.d. Eau de gâchage :** l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

**I.3.1.e. Dosage du béton :**

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 $m^3$ de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 a 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherche.

**I.3.2. Béton armé :** le béton arme est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposes de manière a équilibré les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un a l'autre.

**I.3.3. Acier :**

L'acier utilise en béton arme se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton arme est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport a son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

### I.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilises sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau 1-4 Les types d'aciers utilises et leurs nuances

| Nature | Utilisation | Nuance | Diamètre (mm) | Fe (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Rond lisse | Armatures transversales | FeE 235 | Ø 6 et Ø 8 | 235 |
| Barre a haute adhérence | Armatures longitudinale | FeE 400 | T ≥10 | 400 |
| Treillis soude | Table de compression | TLE 520 | 0 ≤Ø ≤ 6 | 520 |

### I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►► Art [A.2.2.1] ◄◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : Es = $2{,}1.10^5$ MPa Art.2.2.1 [1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

## I.4 Caractéristiques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol}$ = 2,5 bars pour un ancrage D = 1,50 m.
- Le poids spécifique de terre sec $\gamma$ = 17.6 kN / $m^3$.
- Le poids spécifique de terre humide $\gamma$ = 19.9 kN / $m^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi$ = 32°
- La cohésion C = 1 bars.

## I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25\ Mpa$$
$$f_{t28} = 2.1\ Mpa$$
$$E_{i28} = 32164.2\ Mpa$$
$$E_{v28} = 10819\ Mpa$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\ Mpa : situation\ durable \\ 18.48\ Mpa : situation\ accedentelle \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\ Mpa : fissuration\ peu\ nuisible \\ 2.5 Mpa : fissuration\ préjudiciable\ ou\ tres\ préjudiciable \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$$

FeE 400, fe = 400MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE 235, fe = 235MPa : Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202\ Mpa$ : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

# CHAPITRE II

## PREDIMENTIONNEMENT

## II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « **RPA99 version 2003** » et du CBA93,mettre au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l économie.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

## II .2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour nos bâtiments, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

### II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

$$L/20 \geq ht \geq L/25 \qquad [1]$$
$$\text{et} \quad ht \geq L/22.5$$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Tableau 2-1: prédimensionnement des planchers à corps creux

| Blocs | Longue de la poutrelle (m) | Calcul de h (cm) | Vérification de condition d'acoustique | $h_t$ adopté (cm) |
|---|---|---|---|---|
| **Bloc A** | L = 3.75 | $15 \leq h_t \leq 18.7$ | $20 \geq 16$ cm cv | **20 = (16+4)** |
| **Bloc B** | L = 3.5 | $14 \leq h_t \leq 17.5$ | $20 \geq 16$ cm cv | **20 = (16+4)** |
| **Bloc C** | L = 5.00 | $20 \leq h_t \leq 25$ | $20 \geq 16$ cm cv | **20 = (16+4)** |




Figure 2-1: dimensionnement de plancher à corps creux Bloc A, B et C

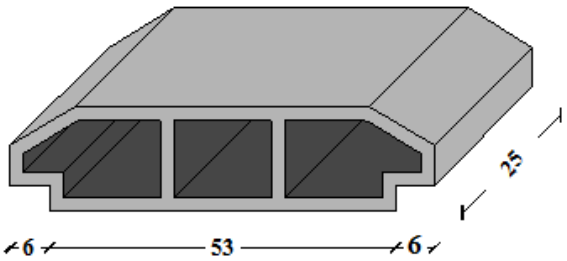



Figure 2-2: Dimensions du corps creux

### II .2.2. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

**i) Critère de résistance :** [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….

$$(Lx/50) \leq ep \leq (L\,x\,/40)$$

- dalle reposant sur deux appuis :

$$(\,Lx\,/\,35\,) \leq \; ep \; \leq (\,Lx\,/\,30)$$

où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) **Sécurité contre l'incendie :** [1]

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux

iii) **condition d'isolation acoustique** [1]**:** ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance $166/35 \leq ep \leq 166/30 \Rightarrow 4.74 \leq ep \leq 5.53$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

**Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

**Condition de la flèche :**

Si $L \leq 5m \Rightarrow \mathbf{f \leq \frac{L}{500}}$. **[1]**

Si $L > 5m \Rightarrow \mathbf{f \leq \frac{L}{1000} + 0.05}$

## II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :[3]

### II.3.1. Maçonnerie :

#### II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2-2 : charge permanente du mur simple cloison

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m³) | Poids surfaciques (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | **0.36** |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | **0.90** |
| 3 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | **0.36** |
| G | | | | 1.62 |

#### II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2-3 : charge permanente du mur double cloison

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m³) | Poids surfaciques (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | **0.36** |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | 9 | **0.90** |
| 3 | Lame d'aire | 0.10 | - | **-** |
| 4 | Brique creuse | 0.10 | 9 | **0.9** |
| 5 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | **0.36** |
| G | | | | 2.52 |



Figure 2-3: Murs Simple et double cloisons

## II.3.2. Plancher terrasse Blocs A, B et C plancher 16+4 :

### II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher terrasse

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique ($kN/m^3$) | **Poids surfacique ($kN/m^2$)** |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Carrelage | 0.02 | 22 | **0.44** |
| **2** | Mortier de pose | 0.02 | 20 | **0.40** |
| **3** | Lit de sable | 0.30 | 18 | **0.54** |
| **4** | Etanchéité multicouche | 0.02 | 6 | **0.12** |
| **5** | Papier kraft | - | - | **0.05** |
| **6** | Liège (isolant) | 0.04 | 4 | **0.16** |
| **7** | Forme de pente | 0.1 | 22 | **2.2** |
| **8** | Film polyane | - | - | **0.01** |
| **9** | Pare vapeur | 0.01 | 6 | **0.06** |
| **10** | Plancher (16+4) | 0.16+0.04 | - | **2.8** |
| **11** | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | **0.20** |
| Charge permanente Gt | | | | 6.98 |

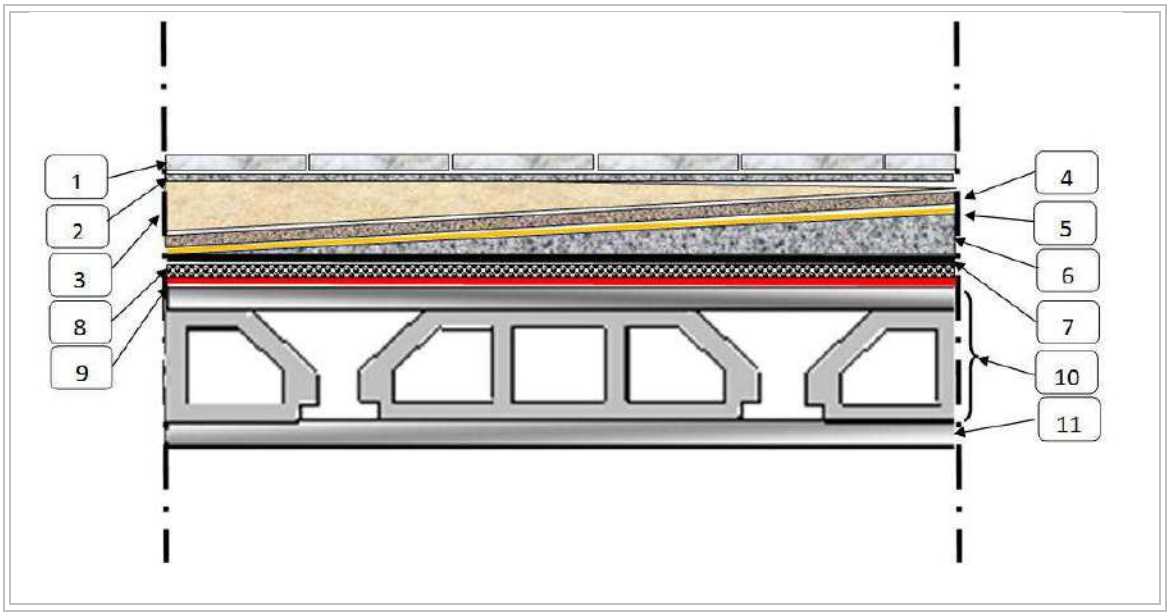



Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse

### II.3.2.b. Charges d'exploitation :

Tableau 2-5 : charge d'exploitation des terrasses

| Bloc | Type de terrasse | Charge d'eploitation KN/m² |
|---|---|---|
| Bloc A et B | Accessible (usage privé) | 1.5 |
| Bloc C | Accessible (usage privé) | 1.5 |

### II.3.3. Plancher courant Blocs A , B et C plancher 16+4 :

### II.3.3.a. Charges permanentes :

Tableau 2-6 : Charge permanente du plancher courant

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m³) | Poids surfacique (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.30 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher (16+4) | 0.20 | - | 2.80 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 6 | Cloison simple | 0.10 | - | 1.62 |
| Charge permanente G | | | | 6.00 |

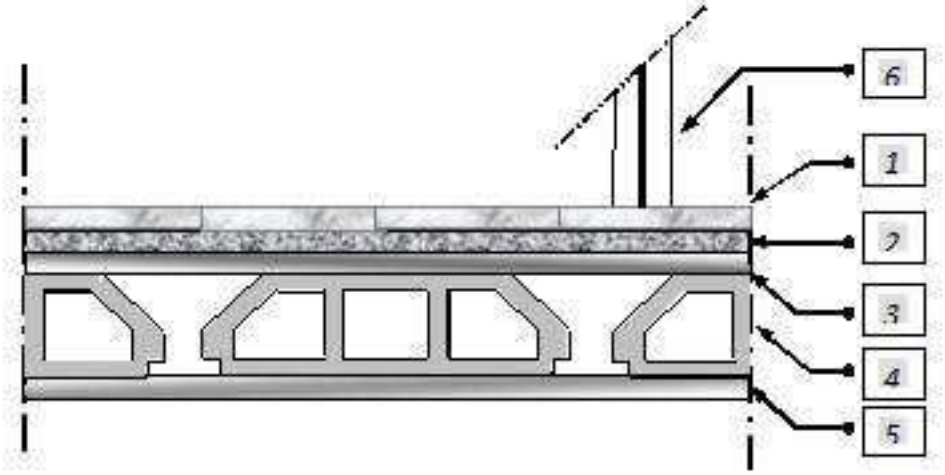



Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation : [3]

Tableau 2-7 : charge d'exploitation des étages

| Bloc | Etage | usage | Charge d'eploitation KN/m² |
|---|---|---|---|
| Bloc A et B | Sous-sol et RDC | commercial | 4 |
| | Etage courant | d'habitation | 1.5 |
| Bloc C | Tous les étage | commercial | 4 |

II.3.4. dalle pleine

II.3.4.1. Balcon :

II.3.4.1.a. Charge permanente :

Tableau 2-8 : Charge permanente du balcon

| N | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m³) | Poids surfacique (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.04 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Étanchéité | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 5 | Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 6 | Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| G | | | | 5.61 |

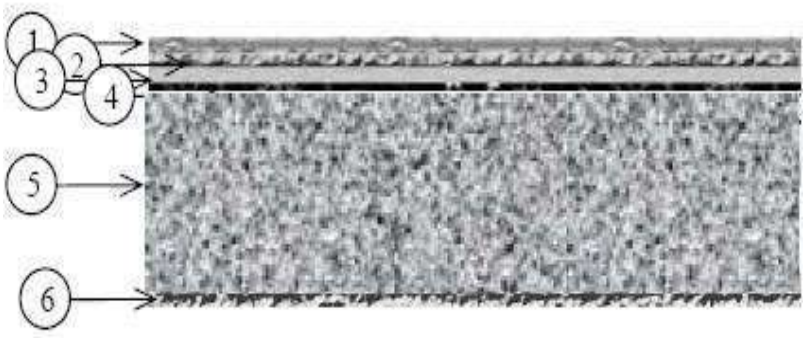



Figure 2 -6 : composants de la dalle pleine d'étages courants

### II.3.4.1.b. Surcharge d'exploitation du balcon :

$Q=3.5kN/m^2$.

## II.4. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.
Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

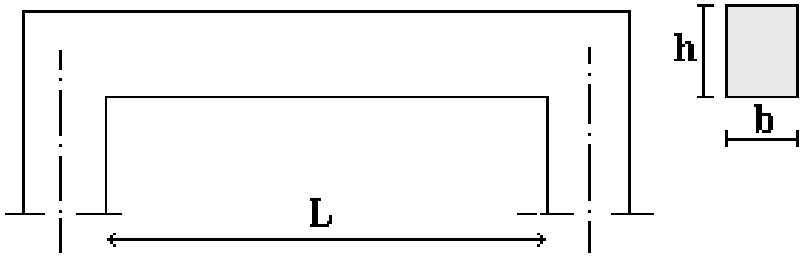



Figure 2-7 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$(\text{portée max})/15 \leq h \leq (\text{portée max})/10 \qquad [1]$$
$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIb sont: ►► Art [7.5.1] ◄◄

$$h \geq 30cm$$
$$b \geq 20\ cm \qquad [2]$$
$$h/b \leq 4$$
$$bmax \leq 1.5+b1$$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à Y-Y) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à X-X pour le bloc A et le contraire pour le bloc B

Tableau 2-9 : prédimensionnement des poutres

| | | poutres principales | poutres secondaires |
|---|---|---|---|
| Conditions de résistance | Bloc A | $L_{max}$= 4.2 m ⇒ 28cm ≤ h ≤42cm<br>on adopte h = **35** cm<br>⇒ 10.5 cm ≤ b ≤24.5cm<br>on adopte b = **30** cm | $L_{max}$= 4.2 m ⇒ 28cm ≤ h ≤42cm<br>on adopte h = **35** cm<br>⇒ 10.5 cm ≤ b ≤24.5cm<br>on adopte b = **30** cm |
| | Bloc B | $L_{max}$= 4.8 m ⇒ 32cm ≤ h≤ 48cm<br>on adopte h = **40** cm<br>⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm<br>on adopte b = **30** cm | $L_{max}$ = 3.9 m ⇒ 26 cm ≤ h ≤39cm<br>on adopte h = **35** cm<br>⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm<br>on adopte b = **30** cm |
| | Bloc C | $L_{max}$= 4.5 m ⇒ 30cm ≤ h≤ 45cm<br>on adopte h = **45** cm<br>⇒ 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm<br>on adopte b = **30** cm | $L_{max}$= 4.65 m ⇒ 37.6cm ≤ h≤56.4cm on adopte h = **40** cm ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte b = **30** cm |
| Vérification selon le RPA 99 | Bloc A | h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm<br>h/b=1.16 ≤ 4 | h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm<br>h/b=1.33≤ 4 |
| | Bloc B | h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm<br>h/b=1.33 ≤ 4 | h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm<br>h/b=1.33≤ 4 |
| | Bloc C | h=45cm≥30cm ; b=30cm≥20cm<br>h/b=1.5 ≤ 4 | h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm<br>h/b=1.33 ≤ 4 |
| Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) | Bloc A | (h/L=0.083) ≥ (1/16=0.0625)<br>(condition vérifie) | (h/L=0.083) ≥ (1/16=0.0625)<br>(condition vérifie) |
| | Bloc B | (h/L=0.083) ≥ (1/16=0.0625)<br>(condition vérifie) | (h/L=0.089) ≥ (1/16=0.0625)<br>(condition vérifie) |
| | Bloc C | (h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625)<br>(condition vérifie) | (h/L=0.083) ≥ (1/16=0.0625)<br>(condition vérifie) |

**Remarque :** On a pour le bloc A la longueur maximal dans les deux directions est identique donc on va chercher au sens le plus économiques pour poser les poutres

Suivant Y

3.74x2+3.2x5+2.8x6+3.15x6+3.75x3= 70.43 m

Suivant X

2.9x6+2.85x6+2.6x4+3.75x4+3.15x3= 69.35 m

Les poutrelles se posent suivant l'axe y donc le sens porteur est suivant l'axe x

Tableau 2-10 : prédimensionnement final des poutres

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Conclusion** | **Bloc A** | **h = 35cm ; b = 30 cm** | h = **35** cm ; b = **30** cm |
| | Bloc B | h = **40**cm ; b = **30** cm | h = **35** cm ; b = **30** cm |
| | Bloc C | h = **45**cm ; b = **30** cm | h = **40** cm ; b = **30** cm |

## II.5. Prédimensionnement des poteaux : ►► [Art B.8.1.1] ◄◄

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

## II.5.A. Bloc A

### II.5.A.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (C-5).

### II.5.A.2. Dimensions des poteaux :

✓ MIN ($b_1$, $h_1$) ≥ 30cm zone IIb ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Tableau 2-11 : prédimensionnement des poteaux

| Niveau d'étage | | 5eme | 4eme | 3eme | 2eme | 1er | RDC | Sous-sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dimension du poteau | $b_1$ (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 40 |
| | $h_1$ (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 40 |

### II.5.A.3. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement $L_f$ comme suit :

$0.7 \times L_0$ : si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

$L_0$ : dans les autres cas.

Avec $L_0 = 3.74$m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau 2-12 : détermination de la longueur de flambement

| | Dimensions du poteau | $L_f$ | $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ | $\lambda$ |
|---|---|---|---|---|
| le 5eme étage | 30x30 | 2.142 | 0.08660254 | 24.73 |
| le 4eme étage | 30x30 | 2.142 | 0.08660254 | 24.73 |
| le 3eme étage | 35x35 | 2.142 | 0.1010363 | 21.20 |
| le 2eme étage | 35x35 | 2.142 | 0.1010363 | 21.20 |
| le 1er étage | 40x40 | 2.142 | 0.11547005 | 18.55 |
| le RDC | 40x40 | 2.898 | 0.11547005 | 25.10 |
| le sous sol | 40x40 | 2.94 | 0.11547005 | 25.46 |

### II.5.A.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$ :

L'effort normal admissible est :

✓ : $$N_{ultime} \leq \left( \frac{B_r \, f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha \qquad [1]$$

**A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

$B_r$ : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élancement mécanique $\lambda$ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad [1]$$

**avec:** $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **: C'est** l'élancement mécanique

$L_f = 0.7\, L_0$ **:** C'est la longueur de flambement.

$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ : C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12}$$ (Poteau carré).

$$i = \frac{D}{4} \qquad I = \frac{\pi D^4}{64}$$ (Poteau circulaire).

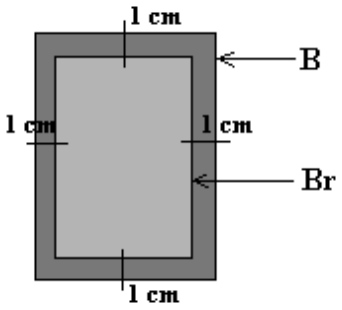



Figure 2-8 : Section réduite du poteau

Tableau 2-13: calcule de $\bar{N}_u$

| | Dimension (cm×cm) | Br ($cm^2$) | λ | α | As ($m^2$) | $\bar{N}_u$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| le 5eme étage | 30x30 | 784 | 24.73 | 0.77 | 0.00009 | 1146.20 |
| le 4eme étage | 30x30 | 784 | 24.73 | 0.77 | 0.00009 | 1146.20 |
| le 3eme étage | 35x35 | 1089 | 21.20 | 0.79 | 0.000122 | 1630.72 |
| le 2eme étage | 35x35 | 1089 | 21.20 | 0.79 | 0.000122 | 1630.72 |
| le 1er étage | 40x40 | 1444 | 18.55 | 0.80 | 0.00016 | 2196.85 |
| le RDC | 40x40 | 1444 | 25.10 | 0.77 | 0.00016 | 2103.91 |
| le sous sol | 40x40 | 1444 | 25.46 | 0.77 | 0.00016 | 2098.19 |

## II.5.A.5. Détermination des charges et surcharges

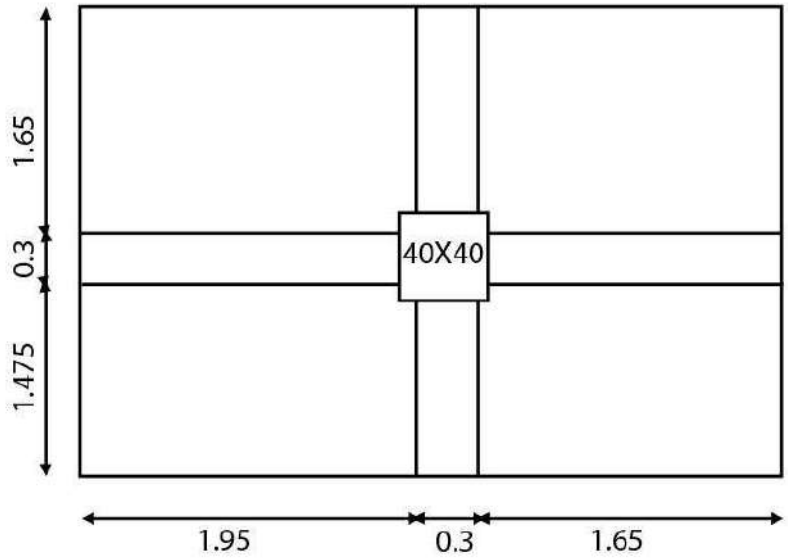



Figure. 2-9 : représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

  $S_p=(3.9-0.3)x(3.425-0.30) \Rightarrow$ **$S_p$= 11.2499 m²**

- Surface totale:

  $S_t=3.9 \times 3.425 \Rightarrow$ **St= 13.3575 m²**

## II.5.A.6. Descente des charges : ►► [Art 6.3] ◄◄

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

### II.5.A.6.a. Charges Permanente

Tableau 2-14 : Tableau des charges permanentes

| Étage | $G_{plancher}$ (KN) | $G_{poteau}$ (KN) | $G_{poutre}$ (KN) | $G_{tot}$ (KN) | $G_{cum}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 5ème | 78.525 | 6.435 | 17.6531 | 102.61 | 102.61 |
| 4ème | 67.5 | 6.435 | 17.6531 | 91.59 | 194.20 |
| 3ème | 67.5 | 8.75875 | 17.6531 | 93.91 | 288.11 |
| 2ème | 67.5 | 8.75875 | 17.6531 | 93.91 | 382.03 |
| 1er | 67.5 | 11.44 | 17.6531 | 96.59 | 478.62 |
| RDC | 67.5 | 15.76 | 17.6531 | 100.91 | 579.53 |
| Sous-sol | 67.5 | 16 | 17.6531 | 101.15 | 680.68 |

**II.5.A.6.b. Charges d'exploitation :** DTR charge surcharge art6.3

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots + Q_n) \qquad [3]$$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau 2-15 : Tableau des charges d'exploitation

| | Q (kN) | | $\frac{3+n}{2n}$ | $Q_{cum}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 5eme étage | Q0 = | 20.04 | | 20.04 |
| 4eme étage | Q1= | 20.04 | 1 | 40.07 |
| 3eme étage | Q2= | 20.04 | 0.95 | 58.11 |
| 2eme étage | Q3= | 20.04 | 0.90 | 74.13 |
| 1er étage | Q4= | 20.04 | 0.85 | 88.16 |
| RDC | Q5= | 53.43 | 0.80 | 126.90 |
| Sous-sol | Q6= | 53.43 | 0.75 | 160.29 |

**Effort normal de résistance :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases} \qquad [1]$$

Tableau 2-16 : Tableau de vérification

| niveau | $G_{cumulé}$ (KN) | $Q_{cumulé}$ (KN) | $N_u$ (KN) | $1.1N_u$ (KN) | $\bar{N}_u$ (kN) | $1.1N_u \leq \bar{N}_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5eme étage | 102.61 | 20.04 | 168.58 | 185.44 | 1146.20 | OUI |
| 4eme étage | 194.20 | 40.07 | 322.28 | 354.51 | 1146.20 | OUI |
| 3eme étage | 288.11 | 58.11 | 476.11 | 523.72 | 1630.72 | OUI |
| 2eme étage | 382.03 | 74.13 | 626.93 | 689.63 | 1630.72 | OUI |
| 1er étage | 478.62 | 88.16 | 778.37 | 856.21 | 2196.85 | OUI |
| RDC | 579.53 | 126.90 | 972.71 | 1069.98 | 2103.91 | OUI |
| Sous-sol | 680.68 | 160.29 | 1159.36 | 1275.29 | 2098.19 | OUI |

## II.5.A.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-17 : vérifications de coffrage des poteaux

| Condition à vérifier | Application de condition | Vérification |
|---|---|---|
| Min (b, h) ≥ 30 cm | Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm | Oui |
| Min (b, h)≥ he /20 | Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (4.2 - 0.35)/20=19.25 cm | Oui |
| 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4 | 0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4 | Oui |

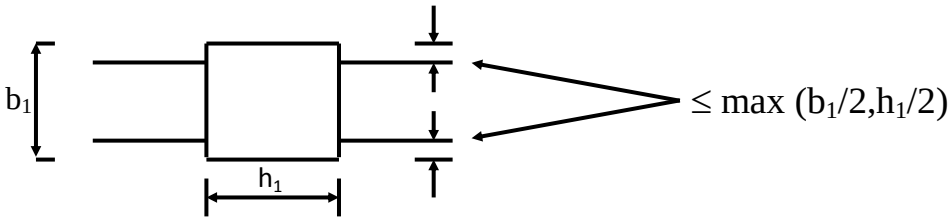
## II.5.A.8. Vérification aux zones nodales ►► [Art 7.5.1] ◄◄ page 69:

Il nous reste à vérifier :

$$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$$

$$d \leq \text{Max}\,(b_1/2; h_1/2$$

- Cas (a) :



- Cas (b) :

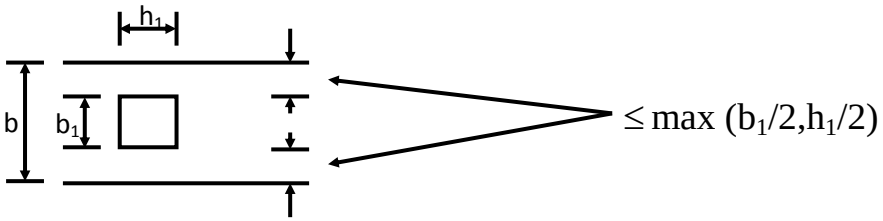
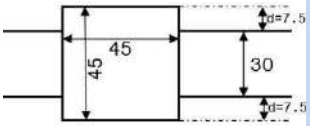
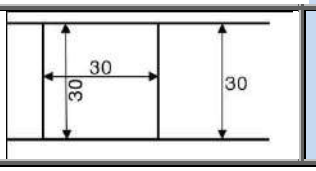



Tableau 2-18 vérification aux zones nodales

| | $b_{max}$ (cm) | $h_1$ (cm) | $b_1$ (cm) | $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$ | d (cm) | Max ($b_1/2;h_1/2$) | $d \leq$ Max ($b_1/2;h_1/2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 30 | 45 | 45 | Oui | 7.5 | 22.5 | Oui |
|  | 30 | 30 | 30 | Oui | 0 | 15 | Oui |

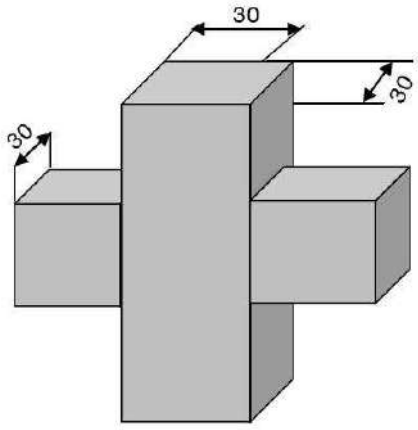



Figure 2-10 : les poutres principales

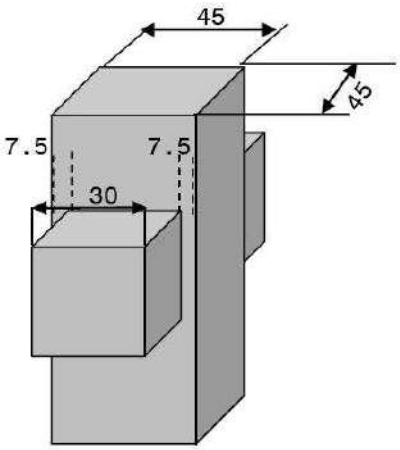



Figure 2-11 : les poutres secondaires

**II .5.B. Bloc B :** Le prédimensionnement des poteaux pour le bloc B sera mené de la même manière que pour le bloc A

La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc B pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

**II.5.B1. Choix du poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est (C-3).

**II.5.B.2. Dimensions des poteaux :**

- ✓ MIN $(b_1, h_1) \geq 30cm$

Tableau 2-19: prédimensionnement des poteaux

| Niveau d'étage | | 5eme | 4eme | 3eme | 2eme | 1er | RDC | Sous-sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dimension du poteau | $b_1$ (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 40 |
| | $h_1$ (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 40 |

**II.5.B.3. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ :**

Tableau 2-20 : détermination de la longueur de flambement

| | Dimensions du poteau | $L_f$ | $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ | $\lambda$ |
|---|---|---|---|---|
| le 5eme étage | 30x30 | 2.142 | 0.08660254 | **24.73** |
| le 4eme étage | 30x30 | 2.142 | 0.08660254 | **24.73** |
| le 3eme étage | 35x35 | 2.142 | 0.1010363 | **21.20** |
| le 2eme étage | 35x35 | 2.142 | 0.1010363 | **21.20** |
| le 1er étage | 40x40 | 2.142 | 0.11547005 | **18.55** |
| le RDC | 40x40 | 2.898 | 0.11547005 | **25.10** |
| le sous sol | 40x40 | 2.94 | 0.11547005 | 25.46 |

### II.5.B.4. Calcul de l'effort ¯Nu :

Tableau 2-21: calcule de $\bar{N}_u$

| | Dimension (cm×cm) | Br ($cm^2$) | λ | α | As ($m^2$) | $\bar{N}_u$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| le 5eme étage | 30x30 | 784 | 24.73 | 0.77 | 0.00009 | 1146.20 |
| le 4eme étage | 30x30 | 784 | 24.73 | 0.77 | 0.00009 | 1146.20 |
| le 3eme étage | 35x35 | 1089 | 21.20 | 0.79 | 0.000122 | 1630.72 |
| le 2eme étage | 35x35 | 1089 | 21.20 | 0.79 | 0.000122 | 1630.72 |
| le 1er étage | 40x40 | 1444 | 18.55 | 0.80 | 0.00016 | 2196.85 |
| le RDC | 40x40 | 1444 | 25.10 | 0.77 | 0.00016 | 2103.91 |
| le sous sol | 40x40 | 1444 | 25.46 | 0.77 | 0.00016 | 2098.19 |

### II.5.B.5. Détermination des charges et surcharges

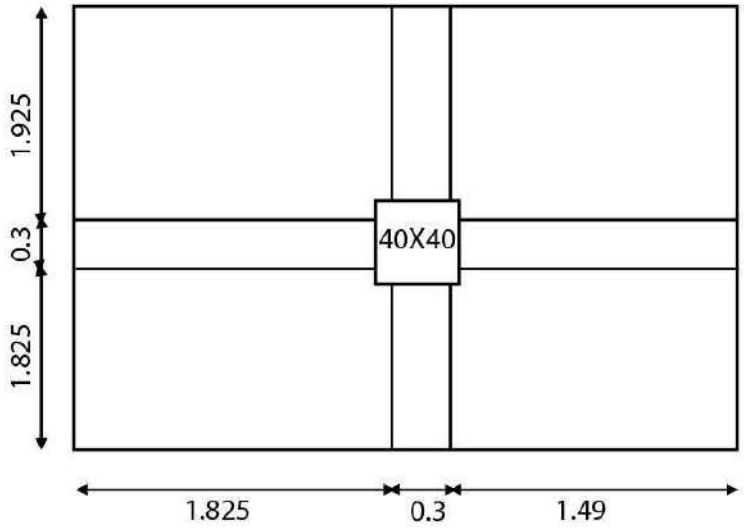



Figure. 2-12: représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

  $S_p=(4.05-0.30)x(3.615-0.30) \Rightarrow$ **$S_p=12.4312m^2$**

- Surface totale:

  $S_t=4.05x3.615 \Rightarrow$ **$St= 14.6407\ m^2$**

### II.5.B.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

#### II.5.B.6.a. Charges Permanente

Tableau 2-22 : Tableau des charges permanentes

| Étage | $G_{plancher}$ (KN) | $G_{poteau}$ (KN) | $G_{poutre}$ (KN) | $G_{tot}$ (KN) | $G_{cum}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 5ème | 86.77 | 6.44 | 19.79 | 112.99 | 112.99 |
| 4ème | 74.59 | 6.44 | 19.79 | 100.81 | 213.81 |
| 3ème | 74.59 | 8.76 | 19.79 | 103.14 | 316.94 |
| 2ème | 74.59 | 8.76 | 19.79 | 103.14 | 420.08 |
| 1er | 74.59 | 11.44 | 19.79 | 105.82 | 525.89 |
| RDC | 74.59 | 15.76 | 19.79 | 110.14 | 636.03 |
| Sous-sol | 74.59 | 16.00 | 19.79 | 110.38 | 746.40 |

#### II.5.A.6.b. Charges d'exploitation :

Tableau 2-23: Tableau des charges d'exploitations

| | Q (kN) | | $\frac{3+n}{2n}$ | $Q_{cum}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 5eme étage | Q0 = | 21.96 | | 21.96 |
| 4eme étage | Q1= | 21.96 | 1 | 43.92 |
| 3eme étage | Q2= | 21.96 | 0.95 | 63.69 |
| 2eme étage | Q3= | 21.96 | 0.90 | 81.26 |
| 1er étage | Q4= | 21.96 | 0.85 | 96.63 |
| RDC | Q5= | 58.56 | 0.80 | 139.09 |
| Sous-sol | Q6= | 58.56 | 0.75 | 175.69 |

**Effort normal de résistance :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases} \quad [1]$$

Tableau 2-24: Tableau de vérification

| niveau | $G_{cumulé}$ (KN) | $Q_{cumulé}$ (KN) | $N_u$ (KN) | $1.1N_u$ (KN) | $\overline{N}_u$ (kN) | $1.1N_u \leq \overline{N}_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5eme étage | 112.99 | 21.96 | 185.48 | 204.03 | 1146.20 | OUI |
| 4eme étage | 213.81 | 43.92 | 354.52 | 389.97 | 1146.20 | OUI |
| 3eme étage | 316.94 | 63.69 | 523.40 | 575.74 | 1630.72 | OUI |
| 2eme étage | 420.08 | 81.26 | 688.99 | 757.88 | 1630.72 | OUI |
| 1er étage | 525.89 | 96.63 | 854.90 | 940.39 | 2196.85 | OUI |
| RDC | 636.03 | 139.09 | 1067.27 | 1173.99 | 2103.91 | OUI |
| Sous-sol | 746.40 | 175.69 | 1271.18 | 1398.30 | 2098.19 | OUI |

## II.5.B.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-25 : vérifications de coffrage des poteaux

| Condition à vérifier | Application de condition | Vérification |
|---|---|---|
| Min (b, h) ≥ 30 cm | Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm | Oui |
| Min (b, h)≥ he /20 | Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (4.2 - 0.4)/20=19 cm | Oui |
| 0.25 ≤ (b/h) ≤ 4 | 0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4 | Oui |

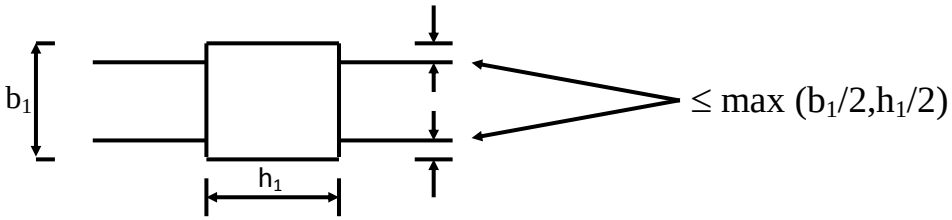
## II.5.B.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$$

$$d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2$$

- Cas (a) :




- Cas (b) :

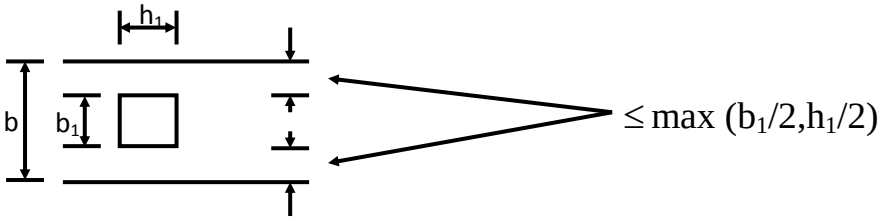
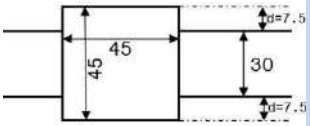
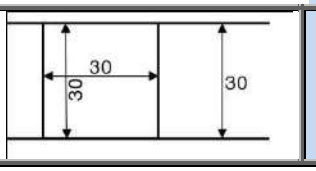



Tableau 2-26 : vérification aux zones nodales

| | $b_{max}$ (cm) | $h_1$ (cm) | $b_1$ (cm) | $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$ | d (cm) | Max $(b_1/2;h_1/2)$ | $d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | 30 | 45 | 45 | Oui | 7.5 | 22.5 | Oui |
|  | 30 | 30 | 30 | Oui | 0 | 15 | Oui |





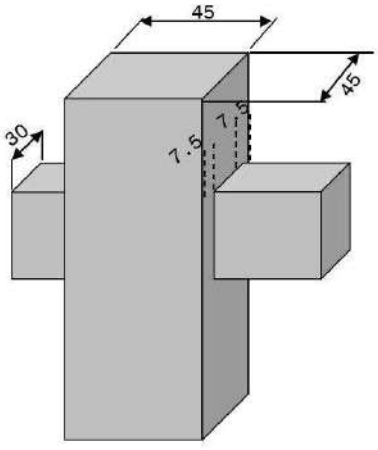



Figure 2-13 : les poutres principales

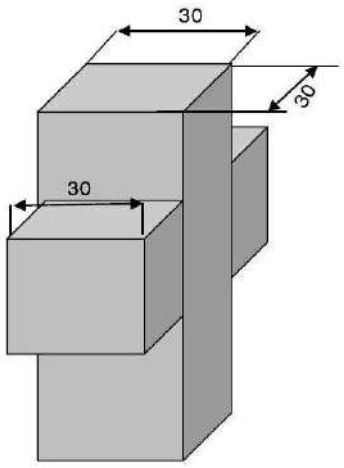



Figure 2-14 : les poutres secondaires

**II .5.C. Bloc C :** Le prédimensionnement des poteaux pour le bloc C sera mène de la même manière que pour les blocs A et B sauf que dans le bloc C on a des poteaux circulaires

La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc C pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

**II.5.C.1. Choix du poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité situé dans le 2 ème cercle.

**II.5.C.2. Dimensions des poteaux : art 7.4.1.**

- ✓ $D \geq 30cm$ en zone IIb

Tableau 2-27: prédimensionnement des poteaux

| Niveau d'étage | | 8eme | 7eme | 6eme | 5eme | 4eme | 3eme | 2eme | 1er | RDC | Sous -sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dimension des poteaux circulaires | ϕ (cm) | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 |
| carrés | b (cm) | 30 | 30 | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 |

Avec $b = \sqrt{\frac{3.14x\phi^2}{4}}$

## II.5.C.4 calcule de la longueur de flambement $L_f$ :

Tableau 2-28 : détermination de la longueur de flambement

| | Dimensions du poteau ϕ (cm) | $L_f$ | $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ | λ |
|---|---|---|---|---|
| le 8eme étage | 30 | 2.66 | 0.075 | 35.467 |
| le 7eme étage | 30 | 2.66 | 0.075 | 35.467 |
| le 6eme étage | 35 | 2.66 | 0.088 | 30.400 |
| le 5eme étage | 35 | 2.66 | 0.088 | 30.400 |
| le 4eme étage | 40 | 2.66 | 0.100 | 26.600 |
| le 3eme étage | 40 | 2.66 | 0.100 | 26.600 |
| le 2eme étage | 45 | 2.66 | 0.113 | 23.644 |
| le 1er étage | 45 | 2.66 | 0.113 | 23.644 |
| le RDC | 50 | 2.66 | 0.125 | 21.280 |
| le sous sol | 50 | 2.94 | 0.125 | 23.520 |

## II.5.C.4. Calcul de l'effort $\overline{N_u}$ :

Tableau 2-29: calcule de $\overline{N}_u$

| | Dimension ϕ (cm) | Br ($mm^2$) | λ | α | As ($m^2$) | $\overline{N}_u$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| le 8eme étage | 30 | 660.185 | 35.467 | 0.705 | 0.000070 | 879.455 |
| le 7eme étage | 30 | 660.185 | 35.467 | 0.705 | 0.000070 | 879.455 |
| le 6eme étage | 35 | 907.460 | 30.400 | 0.739 | 9.61E-05 | 1265.845 |
| le 5eme étage | 35 | 907.460 | 30.400 | 0.739 | 9.61E-05 | 1265.845 |
| le 4eme étage | 40 | 1193.985 | 26.600 | 0.762 | 0.000125 | 1718.082 |
| le 3eme étage | 40 | 1193.985 | 26.600 | 0.762 | 0.000125 | 1718.082 |
| le 2eme étage | 45 | 1519.760 | 23.644 | 0.779 | 0.000158 | 2235.195 |
| le 1er étage | 45 | 1519.760 | 23.644 | 0.779 | 0.000158 | 2235.195 |
| le RDC | 50 | 1884.785 | 21.280 | 0.791 | 0.000196 | 2816.576 |
| le sous sol | 50 | 1884.785 | 23.520 | 0.780 | 0.000196 | 2774.251 |

## II.5.C.5. Détermination des charges et surcharges

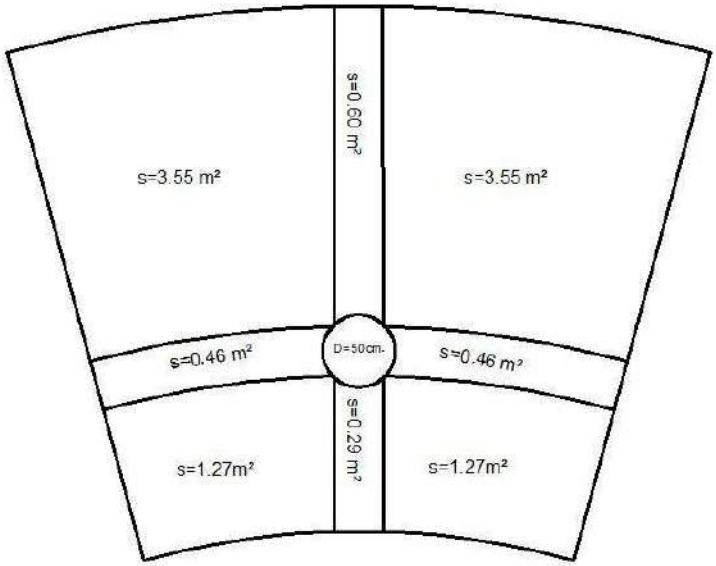



Figure. 2-15: représentation du poteau le plus sollicité

- Surface du plancher revenant au poteau:

  $S_p$=3.1482+4.1647+1.114+1.4891 $\Rightarrow$ **$S_p$=9.9166m²**

- Surface totale:

  **$S_t$= 11.57m²**

## II.5.C.6. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

### II.5.C.6.a. Charges Permanente

Tableau 2-30 : Tableau des charges permanentes

| Étage | $G_{plancher}$ (KN) | $G_{poteau}$ (KN) | $G_{poutre}$ (KN) | $G_{tot}$ (KN) | $G_{cum}$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 8ème | 71.14 | 7.07 | 19.21 | 97.42 | 97.42 |
| 7ème | 61.70 | 7.07 | 19.21 | 87.97 | 185.39 |
| 6ème | 61.70 | 9.62 | 19.21 | 90.52 | 275.92 |
| 5ème | 61.70 | 9.62 | 19.21 | 90.52 | 366.44 |
| 4ème | 61.70 | 12.56 | 19.21 | 93.47 | 459.91 |
| 3ème | 61.70 | 12.56 | 19.21 | 93.47 | 553.38 |
| 2ème | 61.70 | 15.90 | 19.21 | 96.80 | 650.19 |
| 1er | 61.70 | 15.90 | 19.21 | 96.80 | 746.99 |
| RDC | 61.70 | 19.63 | 19.21 | 100.53 | 847.52 |
| Sous-sol | 61.70 | 19.63 | 19.21 | 100.53 | 948.06 |

### II.5.C.6.b. Charges d'exploitation :

Tableau 2-31: Tableau des charges d'exploitations

| | Q (kN) | | $\frac{3+n}{2n}$ | $Q_{cum}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| le 8eme étage | Q0 = | 17.36 | | 17.36 |
| le 7eme étage | Q1= | 46.80 | 1 | 63.64 |
| le 6eme étage | Q2= | 46.80 | 0.95 | 105.29 |
| le 5eme étage | Q3= | 46.80 | 0.9 | 142.31 |
| le 4eme étage | Q4= | 46.80 | 0.85 | 174.71 |
| le 3eme étage | Q5= | 46.80 | 0.8 | 202.48 |
| le 2eme étage | Q6= | 46.80 | 0.75 | 225.62 |
| le 1er étage | Q7= | 46.80 | 0.714 | 248.66 |
| le RDC | Q8= | 46.80 | 0.69 | 272.82 |
| le sous sol | Q9= | 46.80 | 0.67 | 296.42 |

**Effort normal de résistance :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases} \quad [1]$$

Tableau 2-32: Tableau de vérification

| niveau | $G_{cumulé}$ (KN) | $Q_{cumulé}$ (KN) | $N_u$ (KN) | $1.1N_u$ (KN) | $\overline{N}_u$ (kN) | $1.1N_u \leq \overline{N}_u$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| le 8eme étage | 97.42 | 17.36 | 157.55 | 173.31 | 879.46 | OUI |
| le 7eme étage | 185.39 | 63.64 | 345.73 | 380.31 | 879.46 | OUI |
| le 6eme étage | 275.92 | 105.29 | 530.42 | 583.46 | 1265.85 | OUI |
| le 5eme étage | 366.44 | 142.31 | 708.17 | 778.98 | 1265.85 | OUI |
| le 4eme étage | 459.91 | 174.71 | 882.94 | 971.24 | 1718.08 | OUI |
| le 3eme étage | 553.38 | 202.48 | 1050.78 | 1155.85 | 1718.08 | OUI |
| le 2eme étage | 650.19 | 225.62 | 1216.17 | 1337.79 | 2235.19 | OUI |
| le 1er étage | 746.99 | 248.66 | 1381.43 | 1519.57 | 2235.19 | OUI |
| le RDC | 847.52 | 272.82 | 1553.39 | 1708.73 | 2816.58 | OUI |
| le sous sol | 948.06 | 296.42 | 1724.51 | 1896.96 | 2774.25 | OUI |

## II.5.C.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2-33 : vérifications de coffrage des poteaux

| Condition à vérifier | Application de condition | Vérification |
|---|---|---|
| D ≥30cm | D= 30cm ≥ 30 cm | Oui |
| D≥ he /15 | D=30cm≥ (he/15) = (4.08 - 0.4)/15=24.5 cm | Oui |

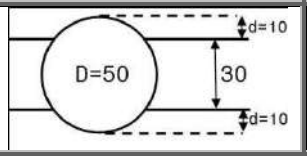
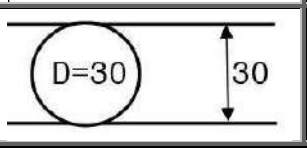
## II.5.C.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

$$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$$

$$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$$

Tableau 2-34 vérification aux zones nodales

| | $b_{max}$ (cm) | φ (cm) | $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$ | d (cm) | Max $(b_1/2;h_1/2)$ | $d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
|   | 50 | 50 | Oui | 10 | 25 | **Oui** |
|   | 30 | 30 | Oui | 0 | 15 | Oui |

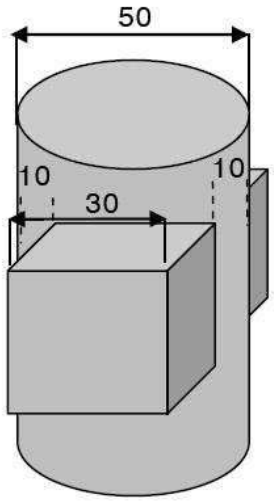



Figure 2-16: les poutres principales

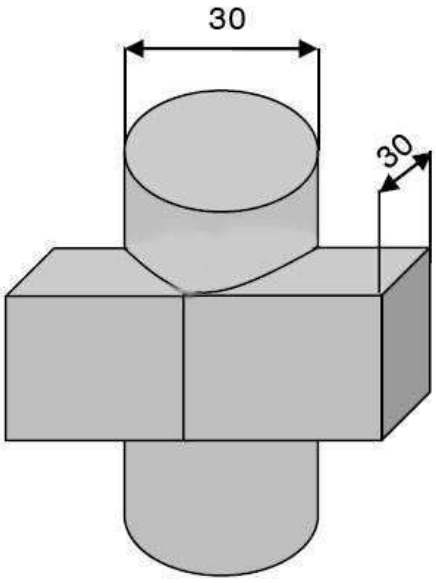



Figure 2-17 : les poutres secondaires

## II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $h_e$ et des conditions de rigidité aux extrémités.

RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.7.1] ◄◄

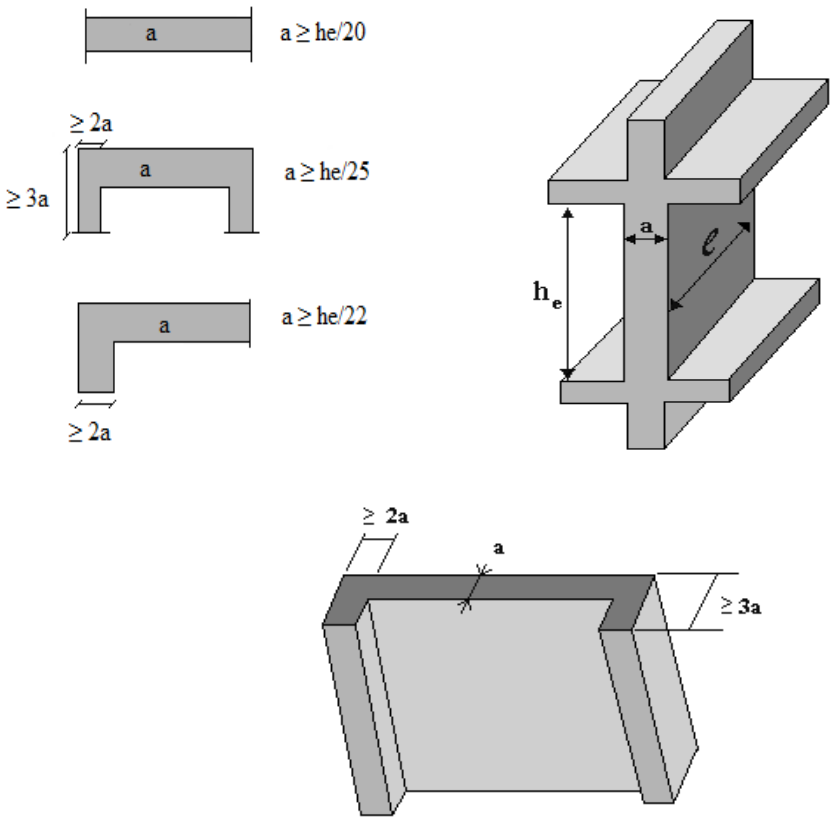



Figure 2- 18 : Coupe de voile en plan (gauche)
Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

Tableau 2-35 : predimentionnement des voiles

| | Bloc A | Bloc B | Bloc C |
|---|---|---|---|
| la hauteur libre d'étage $h_e$(m) | $h_e$=4.14 | $h_e$=4.14 | $h_e$= |
| a≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22) | 4.14-0.35= 3.79 | 4.14-0.35= 3.79 | 4.08-0.40= 3.68 |
| **a=** | **18 cm** | **18 cm** | **18 cm** |

On adopte pour tous les blocs l'épaisseur de voile suivant :

a =18 cm

Les voiles de sous-sol, servent comme de soutènement au sol, ils sont appuies sur les quatre côtés, ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

**Remarque**

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

# CHAPITRE III

## CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

## III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 120 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

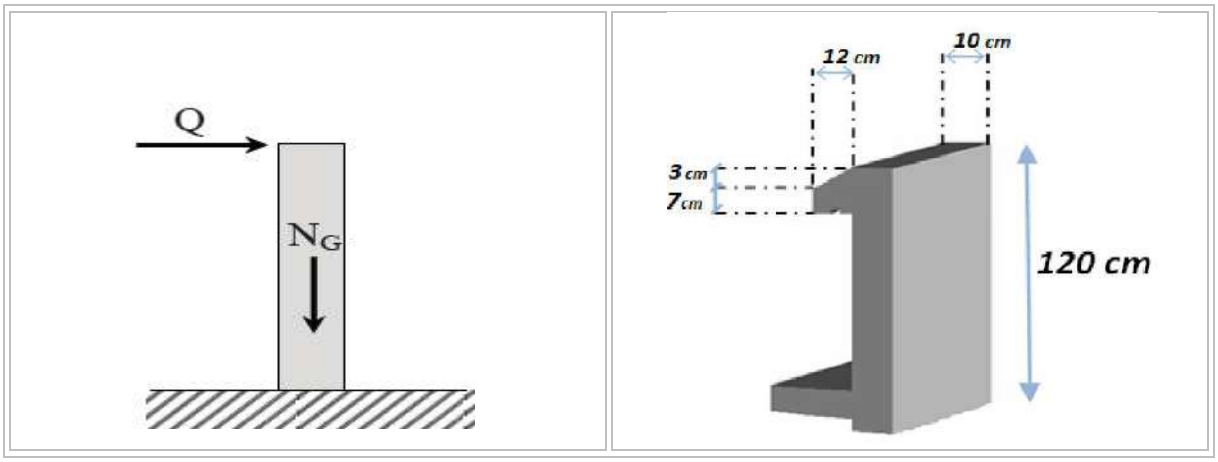



Figure 3-1 : L'acrotère

### III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges

| | |
|---|---|
| Charge permanente G [KN/ml] | [(1.2*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 3.255 |
| charge d'exploitation Q [KN/ml] | 1 |

### III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

| | E.L.U | E.L.S |
|---|---|---|
| Effort normal : Nu (kN) | 1,35x G= 1.35x3.255=4.39 | G = 3.255 |
| Effort tranchant : Tu (kN) | 1,5 x Q = 1,5x1=1.5 | |
| Moment d'encastrement : Mu(kN.m) | 1,5 x Q x h =1.5x1x1.2=1.8 | |

### III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau 3-3 : Les données

| Données | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{c28}$ | 25 MPa | h | 10 cm |
| $f_{t28}$ | 2,1 MPa | d | 7.5 cm |
| $f_e$ | 400 MPa | c | 2.5 cm |
| $\sigma_{b\,adm}$ | 14.2 MPa | c' | 2.5 cm |
| $\sigma_{s\,adm}$ | 348 MPa | b | 100 cm |

### III.1.3.a. À E L U :

❖ **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.8}{4.39} \Rightarrow e0 = 41$ cm

On a : $e_0 = 41\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

❖ **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

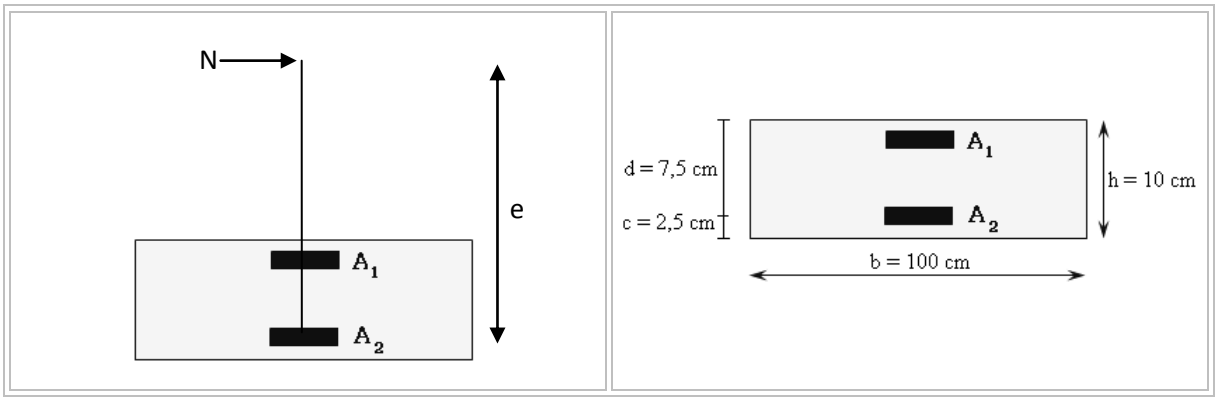



Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.435\ m$

$M1 = N * e \quad \Rightarrow M1 = 1.91\ kN.m$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \quad \Rightarrow \mu = 0.022$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.989 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \quad \Rightarrow A1 = 0{,}697\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.557\ cm^2$

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0\ cm^2$

Donc: $\begin{cases} A = 0.557\ cm^2 \\ A' = 0\ cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité : [1]**

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$

$Amin = 1\ cm^2 > A = 0.557\ cm^2 \Rightarrow A = Amin = 1.00\ cm^2$

On adoptera : $A = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm^2$

❖ **Armatures de répartition : [1]**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : $Ar = 3\ HA\ 8 = 1.50\ cm^2$

❖ **Espacement : [1]**

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=33 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

### III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: $N_{ser} = 3.255\ kN$

$M_{ser} = 1.2\ kN.m$

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.2}{3.255} = 36.80cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 36.80cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $Bo = b*h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ $Bo = 1030{,}15\ cm^2$.

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073\ cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\, 2 = 4{,}926\ cm.$

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8513.43\ cm^4.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677\ cm.$

Donc : $e_0 = 34{,}91cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677\ cm.$

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer $y_2$ à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq $y_2$: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c') - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " $C = h/2 - e = -31.81cm < 0$".

❖ **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2962.63 cm^2 \\ q = +61520.87 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2962.63\, y_2 + 61520.87 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -6.75x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.991 \Rightarrow \varphi = 172.39° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 62.85 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 33.80\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -62.78\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 28.98 cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

$y_1$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 33.80 cm \\ y_1 = y_2 + C = 2cm \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

$$S_{xx'} = 34.17 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{3255}{34175} = 0.0952\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0952 \times 20 = 1.904\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0952 \times (75 - 20) = 78.54\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 78.54\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

### III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{1.8}{0.9x0.075} = -25.16kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,
Donc pas de vérification à faire.

### III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$. [2] ►►Art [6.2.3] ◄◄

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone IIb)
- $C_p$: facteur de force horizontal, [2] ►► Tab [6.1] ◄◄
- $W_p$: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.
- A=0.20 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.2O \times 0.8 \times 2.255 = 1.443\,KN$$

$$F_p = 1.44\,KN < T = 1.5\,KN \quad \text{.....(condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

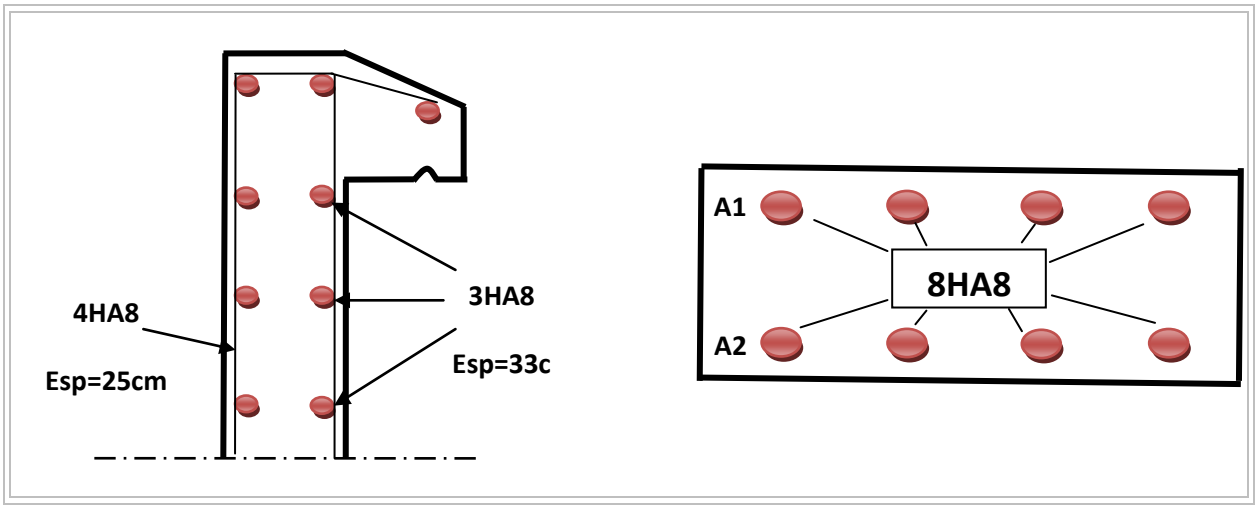



Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

## III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

### III.2.1. La dalle de compression : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

20 cm **[1]**

Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

33 cm **[1]**

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} \quad [1]$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.
  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l \quad [1]$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

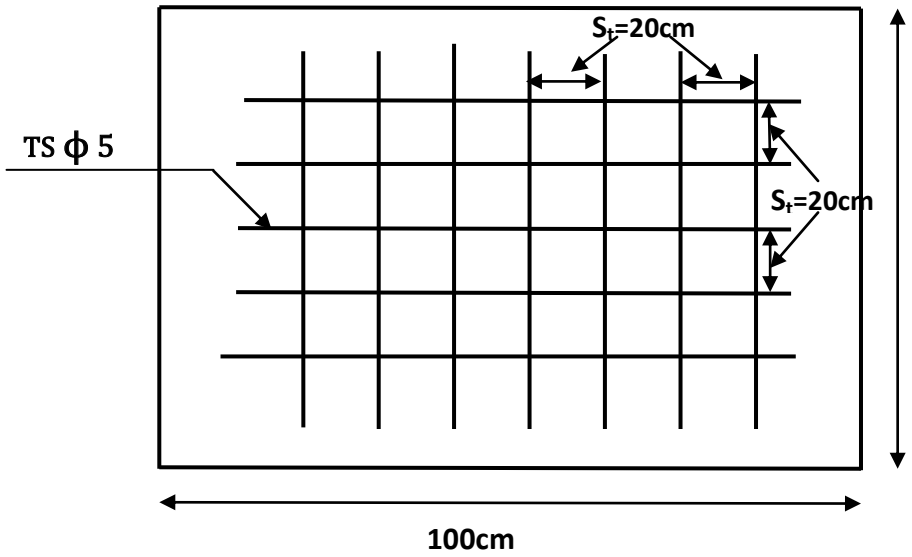



Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

### III.2.2. Les poutrelles :

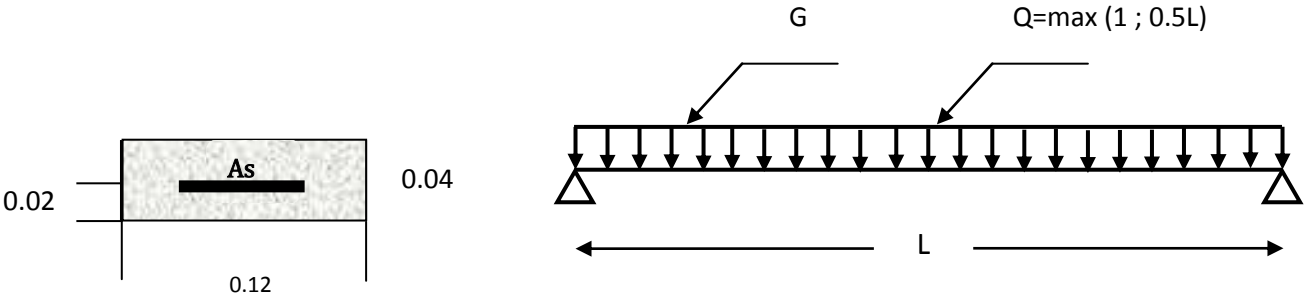
Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

### III.2.2.1. avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN




ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 $cm^2$ :

Tableau 3-4 : les charges de la poutrelle avant collage

| Bloc | La travée L (m) | Q (kN) | G (kN/ml) | |
|---|---|---|---|---|
| A | 4.2 | 2.1 | poids de poutrelle | poids du corps creux |
| | | | 0.12*0.04*25 = 0.12 | 0.65*1 = 0.65 |
| | | | 0.77 | |
| B | 3.9 | 1.95 | 0.12*0.04*25 = 0.12 | 0.65*1 = 0.65 |
| | | | 0.77 | |
| C | 5.46 | 2.73 | 0.12*0.04*25 = 0.12 | 0.65*1 = 0.65 |
| | | | 0.77 | |

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau 3-5 : Calcul des moments

| bloc | $M_G(KN.m)$ | $M_Q(KN.m)$ | $M_U(KN.m)$ |
|---|---|---|---|
| A | $\frac{GL^2}{8} = 1.70$ | $\frac{QL}{4} = 2.21$ | 1.35MG+1.5MQ=5.60 |
| B | $\frac{GL^2}{8} = 1.46$ | $\frac{QL}{4} = 1.90$ | 1.35MG+1.5MQ=4.83 |
| C | $\mathbf{\frac{GL^2}{8} = 2.87}$ | $\mathbf{\frac{QL}{4} = 3.73}$ | 1.35MG+1.5MQ=9.46 |

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{1.90 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 2.78 \gg \mu max = 0.478$$

Cette valeur de μ=2.78 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

**Bétonnage :** Il doit se réaliser en une seule opération. Déverser et vibrer le béton de façon uniforme à partir des appuis vers le centre pour éviter toute concentration de poids. Enlever les étais après durcissement complet du béton (minimum 3 semaines sauf bétons spéciaux).

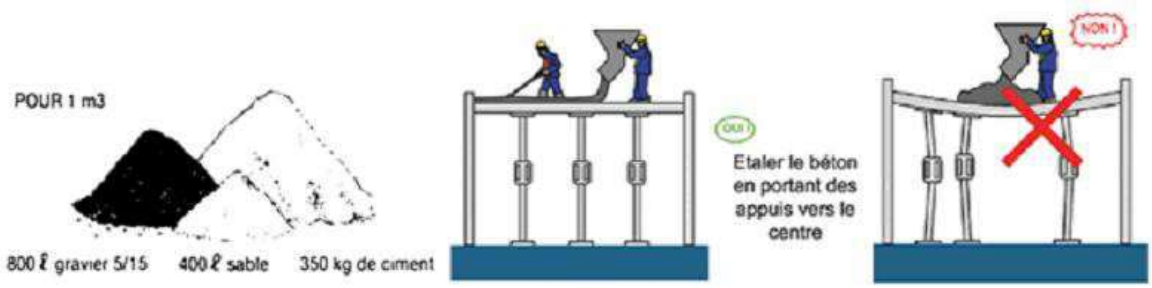



Figure 3-6: Choix de disposition des étaiements

Le béton coulé doit être vibré au fur et à mesure : il ne doit en aucun cas créer une charge ponctuelle sur le plancher.

**Intégrité structurelle :**

Des systèmes de plancher préfabriqués, composés d'éléments individuels, doivent être assemblés à l'aide d'armatures de chaînage afin qu'ils fonctionnent comme une entité, avec ou sans couche de solidarisation sur toute la superficie.

**L'effet diaphragme :**

L'effet diaphragme des planchers joue un rôle important dans la stabilité des constructions préfabriquées. Il permet la répartition de tout es les actions horizontales sur la construction vers les composantes stabilisantes.

### III.2.2.2. Après coulage :

G= poids propre de poutrelle + poids de corps creux

G=0.12+ (6*0.2*0.65)=0.9 kN/ml

Q =1*0.65=0.65 kN/ml

$f = \frac{2.05*(G+Q)*l^4}{384*E*I}$ pour la poutre continue

$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau 3-6 : Détermination le nombre des étaiements

| BLOC | Nombre des étaiements | G (kN/ml) | L (m) | Q (kN/ml) | G+Q (kN/ml) | f (cm) | $\bar{f}$ (cm) | $f \leq \bar{f}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | 0 | 0.9 | 3.75 | 1.875 | 2.775 | 2.06 | 1.423 | Non |
| | 1 | | 1.87 | 1 | 1 | 0.08 | 0.031 | oui |
| A | 0 | 0.9 | 3.5 | 1.75 | 2.65 | 1.031 | 0.7 | Non |
| | 1 | | 1.75 | 1 | 1 | 0.024 | 0.35 | oui |
| C | 0 | 0.9 | 5.02 | 2.51 | 3.41 | 5.616 | 1.00 | Non |
| | 1 | | 2.51 | 1.25 | 1.255 | 0.129 | 0.50 | oui |

On place 1 étaiement à une distance L=1.875 m. pour les poutrelles du bloc A, et 1 étaiement à une distance L=1.75 m. pour les poutrelles du bloc B. et aussi de 1 étaiement à une distance L=2.51 m. pour les poutrelles du bloc A.

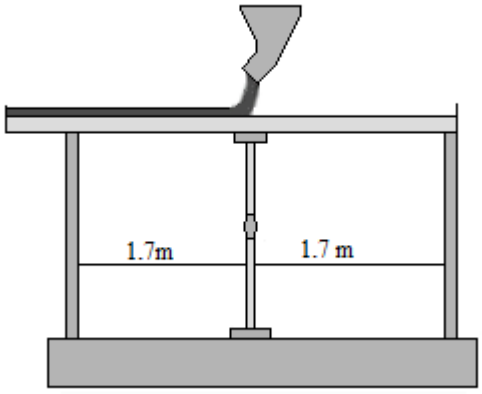



Figure 3-7 : Choix de disposition des étaiements

### III.2.2.2.A. Calcul des poutrelles :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 5 travées.
- Poutrelle à 7 travées.
- Poutrelle à 12 travées.

III.2.2.2.A.1. Méthode de calcul :

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25 pour tout type des poutrelles, donc la méthode forfaitaire est applicable,

La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :** [1]

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} :$$

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

$M_t$ : Moment en travée.

$M_e$ : Moment max sur l'appui droite.

$M_\omega$ : Moment max sur l'appui gauche.

$M_a$ : Moment à l'appui.

$M_0$ : Moment isostatique$=\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$T_\omega=T_0+\frac{M_\omega - M_e}{L}=\frac{PL}{2}+\frac{M_\omega - M_e}{L}$ $T_\omega$ : effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e=-T_0+\frac{M_\omega - M_e}{L}=-\frac{PL}{2}+\frac{M_\omega - M_e}{L}$ $T_e$ : effort tranchant à droite de la travée.

Tableau 3-7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

| Bloc | Niveau | G (kN/m) | Q (kN/m) | $q_u$ (kN/m) | $q_{ser}$ (kN/m) |
|---|---|---|---|---|---|
| Bloc A et B | Terrasse | 6.98*0.65=4.53 | 1.5*0.65=0.97 | 7.58 | 5.51 |
| | Plancher courant | 6*0.65=3.9 | 1.5*0.65=0.97 | 6.72 | 4.87 |
| | RDC | 6*0.65=3.9 | 4*0.65=2.6 | 9.16 | 6.5 |
| Bloc C | Terrasse | 6.98*0.65=4.537 | 1.5*0.65=0.97 | 7.58 | 5.51 |
| | Plancher courant | 6*0.65=3.9 | 4*0.65=2.6 | 9.16 | 6.5 |

### III.2.2.2.A.2. Sollicitations de calcul :

On a trois types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

**Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.96kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

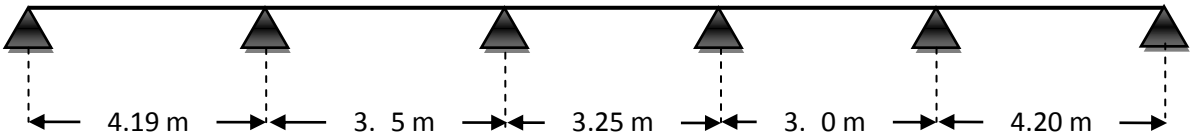
- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

- **Poutrelle à cinq travées Type 1 Bloc A:**




Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

| TRAVEE | Mt(KN m) | Mw(KN m) | Me(KN m) | Tw(KN) | Te(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 11.61 | 2.9 | 18 | 17.37 | 25.96 |
| B-C | 3.82 | 18 | 8.82 | 21.39 | 16.36 |
| C-D | 4.99 | 8.82 | 8.38 | 16.90 | 16.72 |
| D-E | 3.52 | 8.38 | 17.95 | 16.00 | 21.24 |
| E-F | 11.72 | 17.95 | 2.93 | 25.99 | 17.45 |

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

| TRAVEE | Mt(KN m) | Mw(KN m) | Me(KN m) | Tw(KN) | Te(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| **A-B** | 8.28 | 2.07 | 12.83 | 12.38 | 18.51 |
| **B-C** | 2.72 | 12.83 | 6.28 | 15.25 | 11.66 |
| **C-D** | 3.55 | 6.28 | 6.13 | 12.05 | 11.92 |
| **D-E** | 2.51 | 6.13 | 12.79 | 11.41 | 15.14 |
| **E-F** | 8.35 | 12.79 | 2.08 | 18.53 | 12.44 |

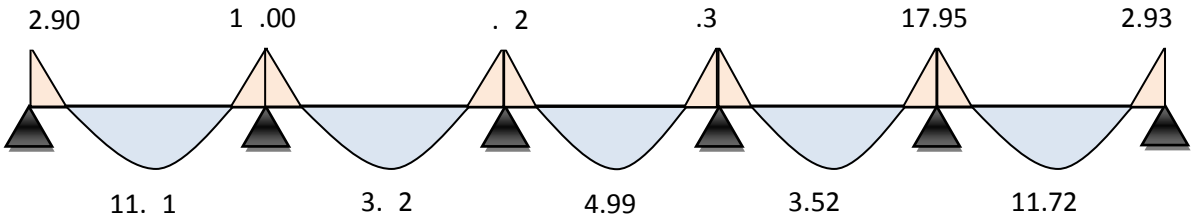



Figure 3-8 : Diagramme des moments dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

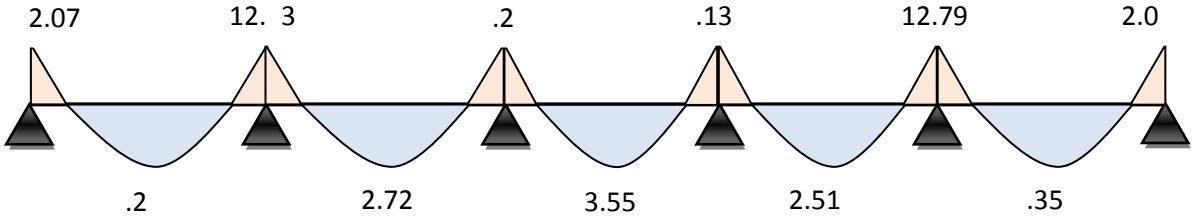



Figure 3-9 : Diagramme des moments dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

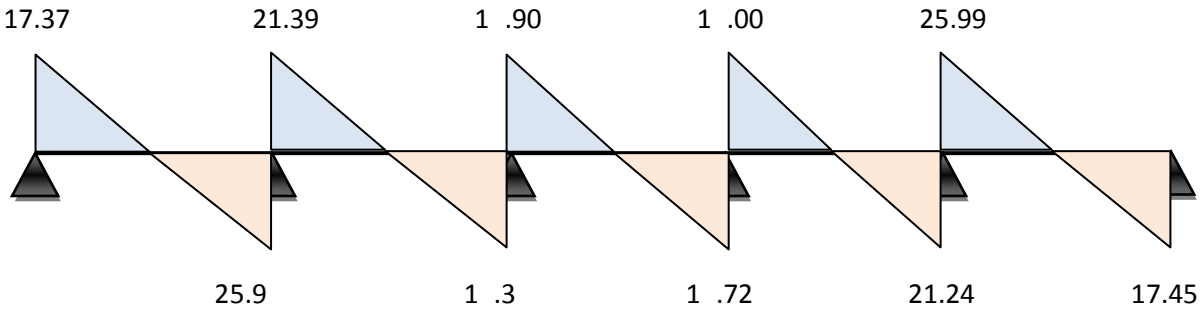



Figure 3-10 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

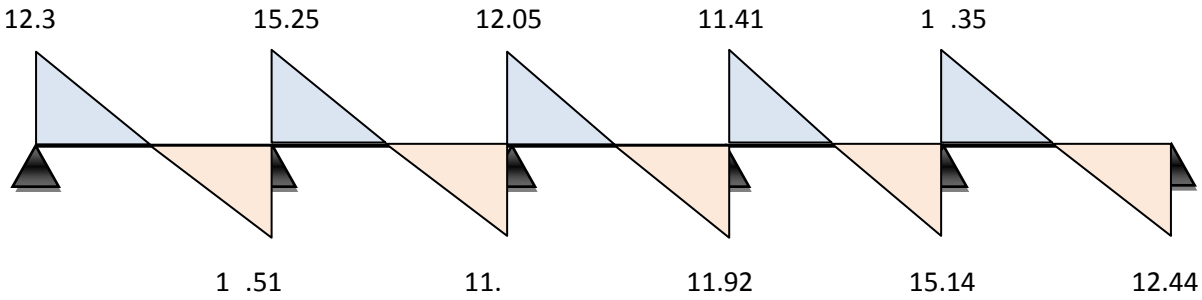
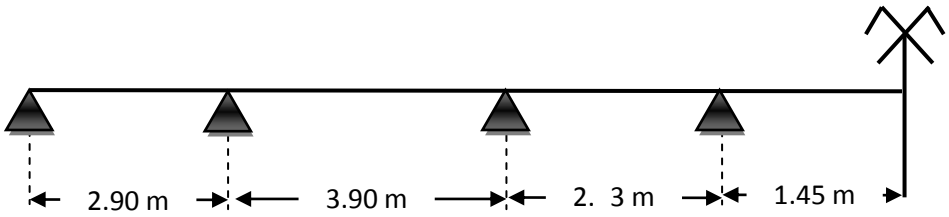



Figure 3-11 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

- **Poutrelle à sept travées Type 2 Bloc B:**




Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

| TRAVEE | Mt(KN m) | Mw(KN m) | Me(KN m) | Tw(KN) | Te(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 5.82 | 1.45 | 9.75 | 12.27 | 18.76 |
| B-C | 2.92 | 9.75 | 7.85 | 16.34 | 14.69 |
| C-D | 3.68 | 7.85 | 7.85 | 15.32 | 15.71 |
| D-E' | 3.32 | 7.85 | 7.85 | 15.51 | 0 |

Tableau 3-11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

| TRAVEE | Mt(KN m) | Mw(KN m) | Me(KN m) | Tw(KN) | Te(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 4.14 | 1.03 | 6.95 | 8.74 | 13.37 |
| B-C | 2.08 | 6.95 | 5.25 | 11.65 | 10.47 |
| C-D | 2.62 | 5.25 | 5.60 | 10.92 | 11.20 |
| D-E' | 2.36 | 5.60 | 5.60 | 11.06 | 0 |

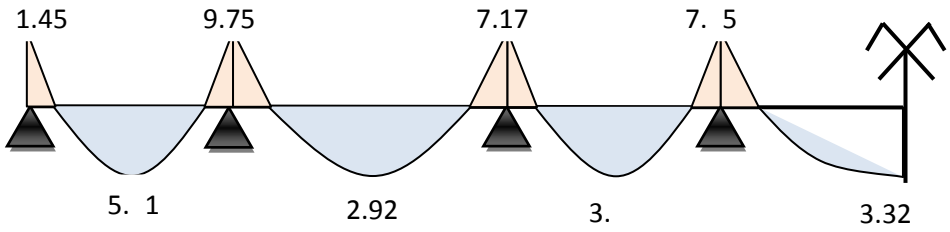



Figure 3-12 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

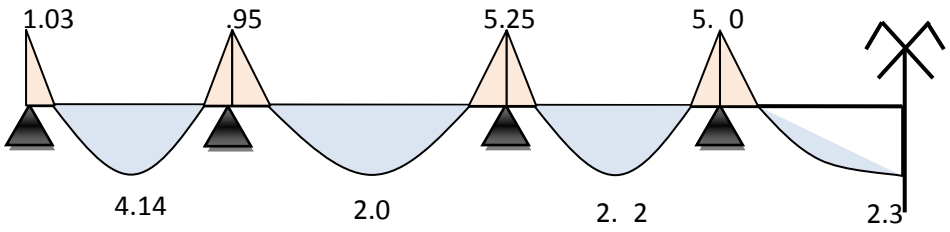



Figure 3-13 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

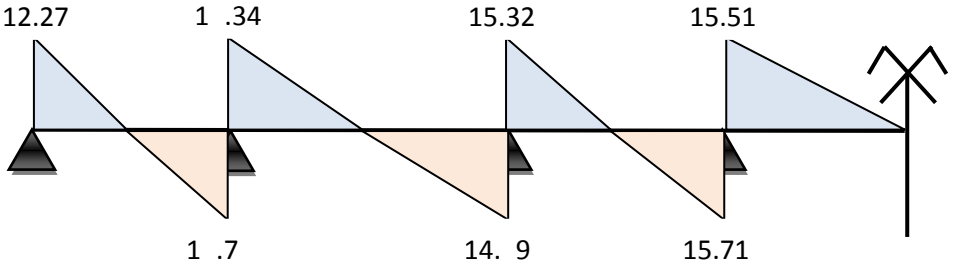



Figure 3-14 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 7 travées (ELU)

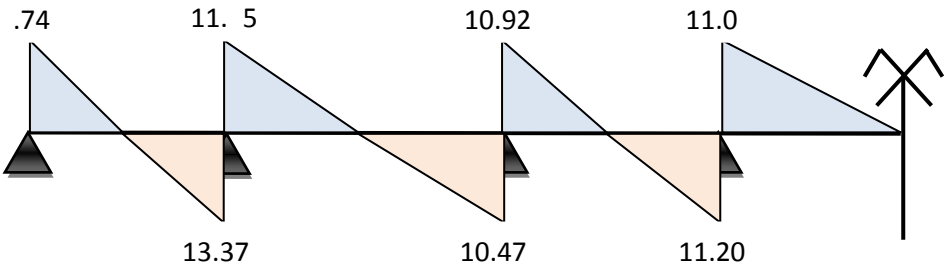
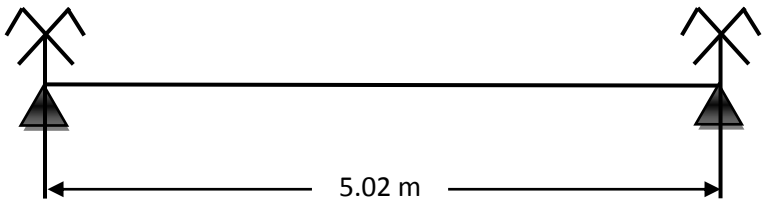



Figure 3-15 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à 7 travées (ELS)

- **Poutrelle à douze travées Type 3 Bloc C:**

Toutes les travées ont la même longueur et le même chargement



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau 3-12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 12 travées (ELU)

| TRAVEE | Mt(KN m) | Mw(KN m) | Me(KN m) | Tw(KN) | Te(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 10.45 | 21.50 | 21.50 | 26.34 | 26.34 |

Tableau 3-13 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 12 travées (ELS)

| TRAVEE | Mt(KN m) | Mw(KN m) | Me(KN m) | Tw(KN) | Te(KN) |
|---|---|---|---|---|---|
| A-B | 7.93 | 15.67 | 15.77 | 18.78 | 18.78 |

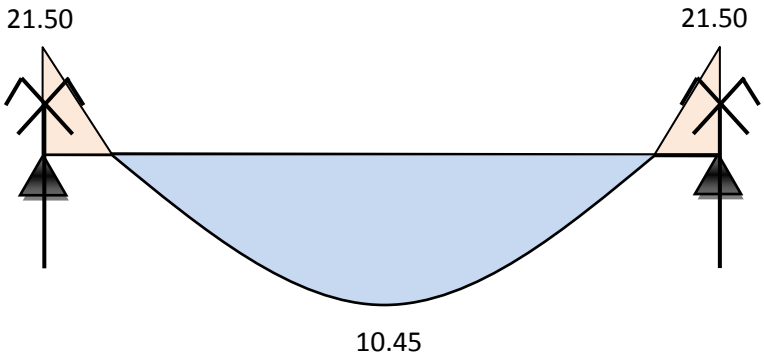



Figure 3-16 : Diagramme de moment dans la poutrelle à 12 travées (ELU)

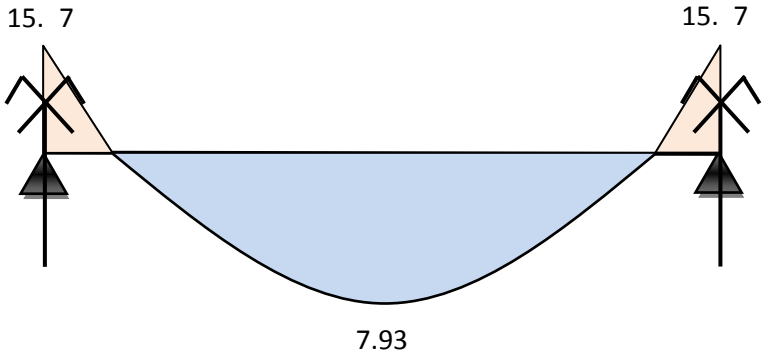



Figure 3-17 : Diagramme de moment dans la poutrelle à 12 travées (ELS)

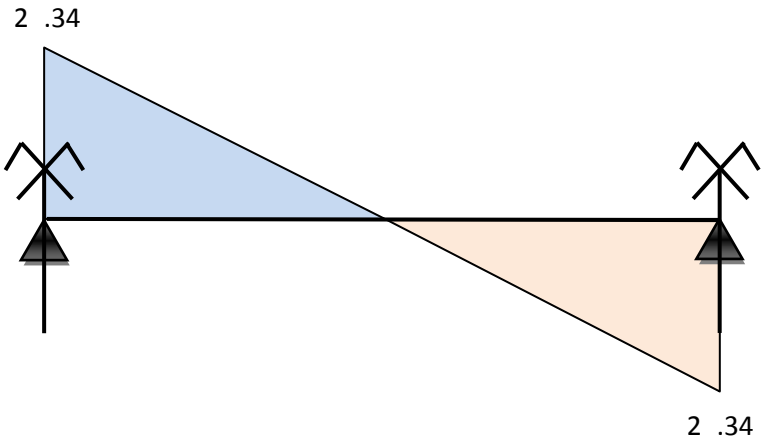



Figure 3-18 : Diagramme de l'effort tranchant dans la poutrelle à 12 travées (ELU)

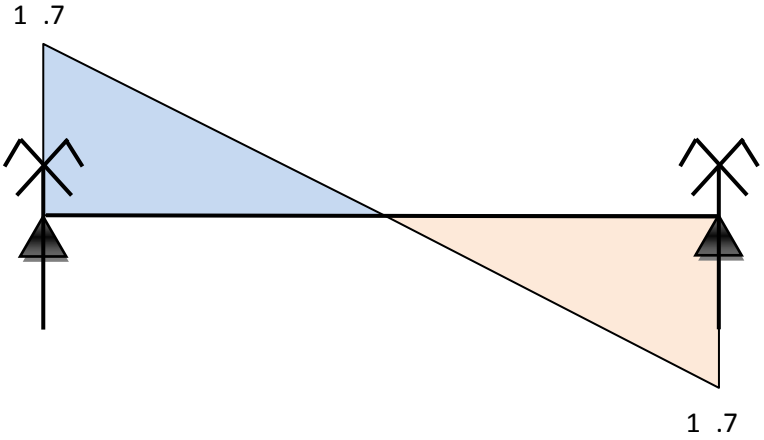



Figure 3-19 : Diagramme de l'effort tranchant dans la poutrelle à 12 travées (ELS)

### III.2.2.2.B. Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau 3-14: Récapitulations des efforts

| | ELU | | | ELS | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Mau (kN.m) | Mtu (kN.m) | Tu (kN) | Ma ser (kN.m) | Mt ser (kN.m) |
| sollicitations | 21.50 | 10.45 | 26.34 | 15.67 | 7.93 |
| référence | Type3 | Type1 | Type3 | Type3 | Type1 |

III.2.2.2.C. Calcul du ferraillage :

- Armatures longitudinales :

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

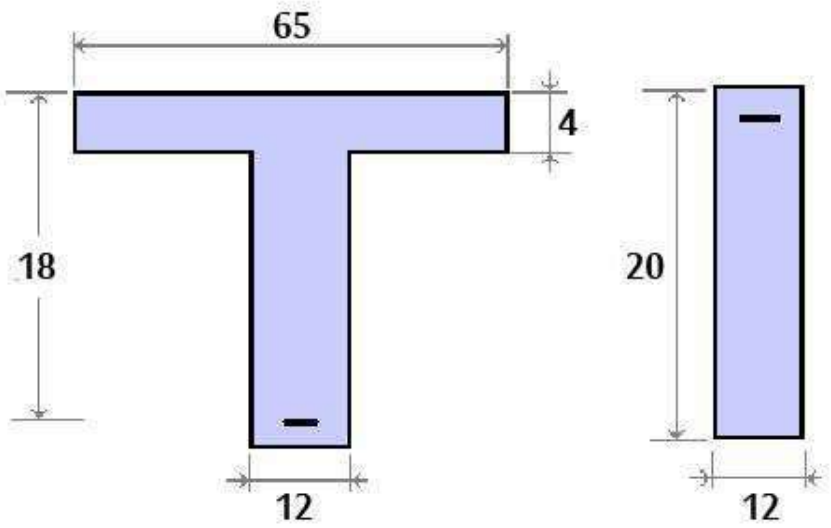



Figure 3-20 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau 3-15 : calcul des armatures

| | | En travée section T : | Aux appuis section rectangulaire : |
|---|---|---|---|
| ELU | $M_u$ (kN.m) | 10.45 | **21.50** |
| | $M_0$ (kN.m) | M0=b*h0*σb adm*(d-(h0/2)) =59.06<br>$M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table<br>⇒ section rectangulaire (b*h)=(65*20) | **(b*h)=12*20** |
| | □ | 0.035 | 0.389 |
| | □l | 0.382 | |
| | □< □l | Oui | Oui |
| | β | 0.982 | 0.735 |
| | A ($cm^2$) | 1.69 | 4.67 |
| | Le choix | 3HA12=3.39 $cm^2$ | 1HA20+1HA14=4.68 $cm^2$ |
| | B/1000 | 1.3 | 0.24 |
| | A≥ B/1000 | OUI | OUI |
| Vérification à ELS | $M_{ser}$ (kN.m) | 7.93 | 15.67 |
| | $\sigma_{b\,adm}$(Mpa) | 15 | |
| | $y_1$ (cm) | 3.80 | 4.56 |
| | $I_G$ ($cm^4$) | 12082.46 | 17114.57 |
| | $\sigma_b$ (Mpa) | 2.49 | 4.17 |
| | **$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$** | Oui | Oui |

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau 3-16 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

| Section d'armature | En travée | Aux appuis |
|---|---|---|
| | At=3HA12 | Aa=1HA20+1HA14 |

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement $S_t$:**

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} = (16.2;40\ cm)$$

Donc: $S_t$=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales $\phi_t$ :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;12;12\}(mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : $\phi_t$=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28.27\ mm^2$

$a_t$ : section d'une barre; $n_t$: nombre des barres $a_t$=0.28 $cm^2$ et $n_t$=2

$A_t = a_t n_t = 0.56\ cm^2$.

Tableau 3-17 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

| A transversales | espacement |
|---|---|
| 2ϕ6 | 20cm |

### III.2.2.2.D. Vérification au cisaillement : [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{T}{b*d} = \frac{26.34*10^3}{120*180} = 1.21\ MPa \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\ \text{Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires :** [1]

Section d'armatures transversales ($F_eE400$).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\ \text{MPa}. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 200} = 0.93\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left( \frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.002 > 0.001 \ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

### III.2.2.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-18 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

| 1ere condition | 2eme condition |
|---|---|
| h/L ≥ Mt/(15 Mo) | $\rho \leq 3.6/fe$ |
| h/ L = 0.20 / 5.02 = 0.039<br>Mt/(15 Mo)=7.93/(15*20.47)=0.025 | ρ=A/(bo*d)=3.39/(12*18)=0.015<br>3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009 |
| Condition vérifiée | Condition non vérifiée |

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

### III.2.2.2.F. Évaluation détaillée de la flèche :

L=5.02 m

5.02 m >5 m ⇒ $\bar{f} = 0.5\text{cm}+(\text{L}/1000)= 0.5+(5.02/1000)=1.002$ cm

$$I = \frac{b * h^3}{12} * \frac{\beta + (1-\beta) * [\alpha^4 - \beta * (1-\alpha)^4]}{\beta + \alpha * (1-\beta)} = 15452.05\ cm^4$$

Tel que :

- $\boldsymbol{\beta}$=bo/b=12/65=0.184
- $\boldsymbol{\alpha}$=ho/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 6.5 * 10^3 * 5.02^4}{384 * 32164.2 * 10^6 * 15452.05 * 10^{-8}} = 0.0099\ m$$

$$f = 0.99\ cm < \bar{f} = 1\ cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

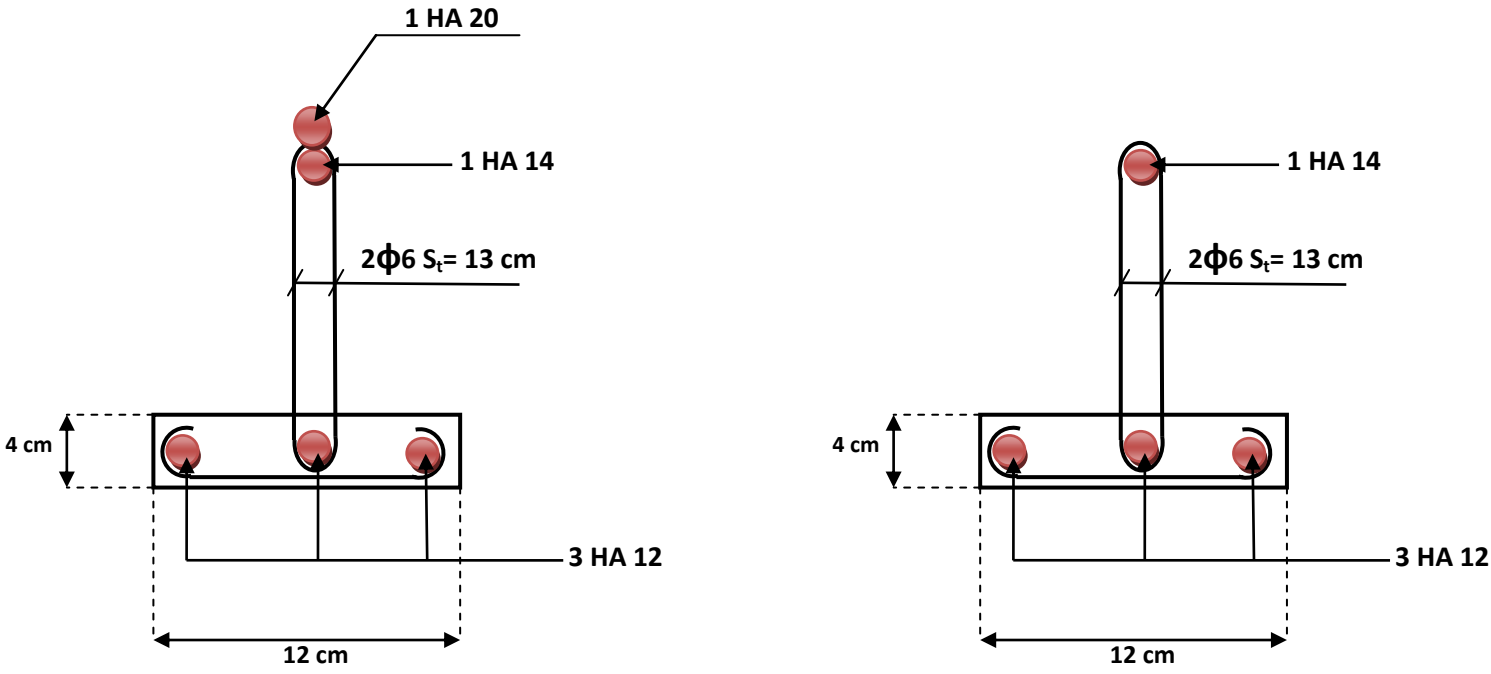



Figure 3-21 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

## III.3. les escaliers :

### III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

### III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

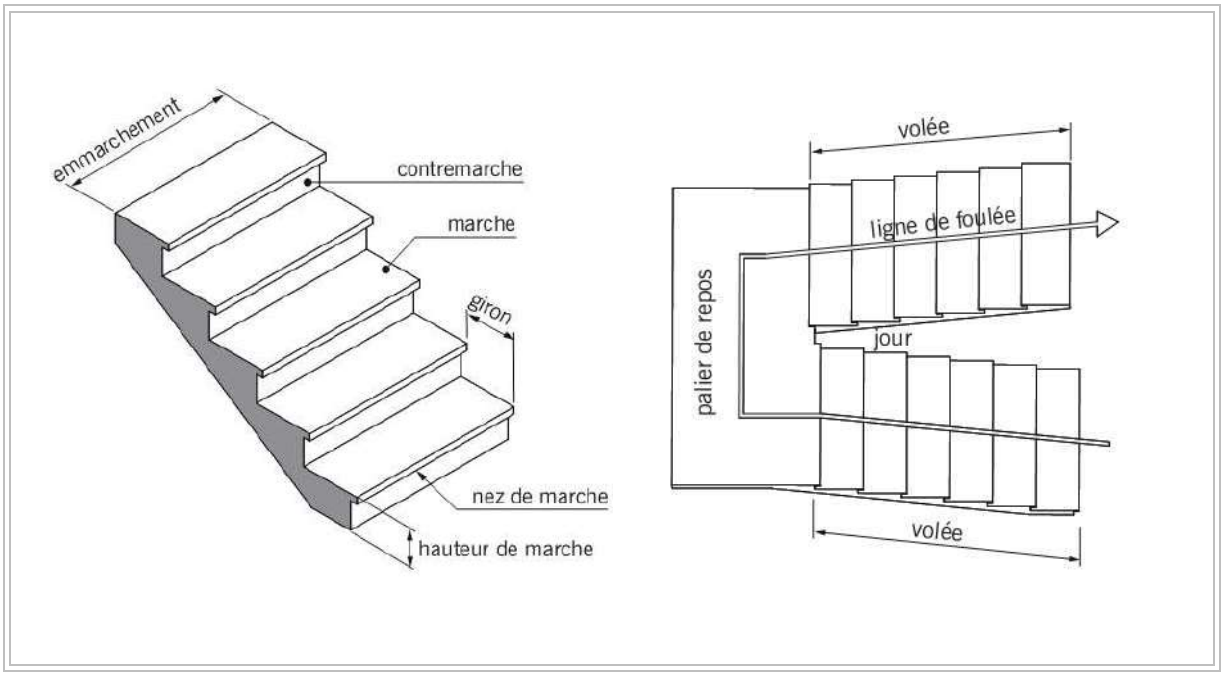



Figure 3-22 : Représentation d'un escalier

h : Hauteur de la marche.
g : Largeur de la marche.
L : Longueur horizontale de la paillasse.
H : Hauteur verticale de la paillasse

### III.3.3. Bloc A et B:

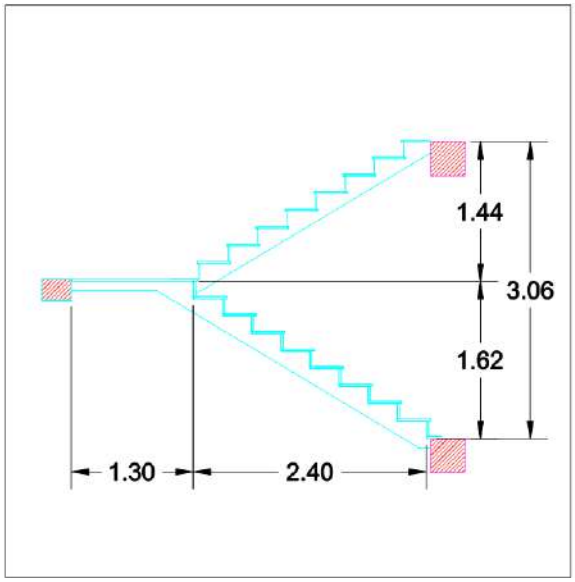



Figure 3-23 : escalier type 1 : deux volés

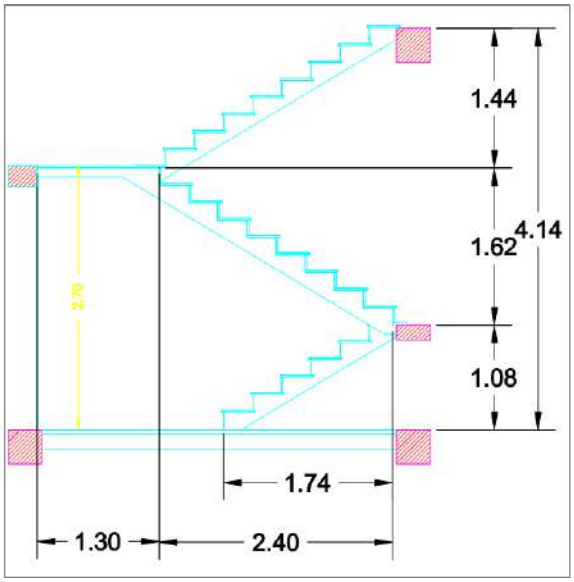



Figure 3-24 : escalier type 2 : trois volés

Le calcul de ces types d'escalier se résume par le calcul de la partie suivante parce que les autres parties se ressemblent :

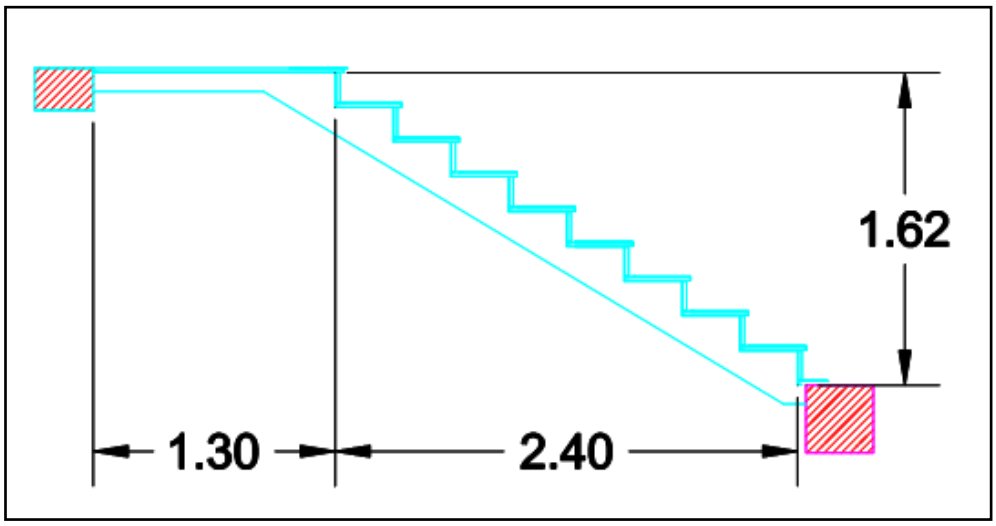



Figure 3-25 : escalier a une seule volé

### III.3.3.1. Prédimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.62m
largeur de la marche : g = 30cm
nombre de contre marche correspondant =9
hauteur de la contre marche : h = 18cm

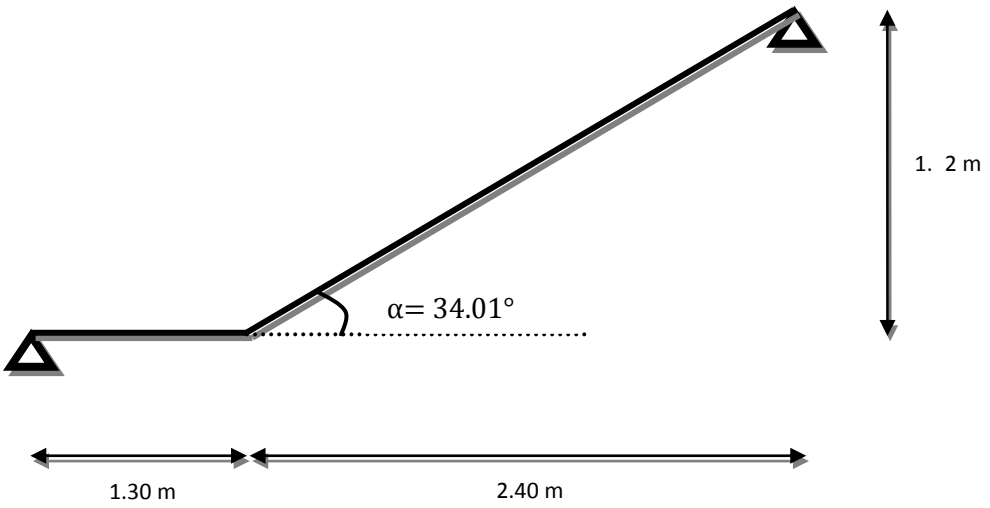



Figure 3-26 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 66cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée) [7]

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

tg α = H / L = 1.62/2.40 = 0.675

donc : α =34.01°

$L_0 = \sqrt{1.62^2 + 2.40^2} = 2.89\text{m}$

l =1.31+2.89 = 4.2m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 0.12 \le e \le 0.14$ On adopte: e = **15**cm

### III.3.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

### III.3.3.2.A. Charges permanentes :

Tableau 3-19 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

| N° | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumique ($KN/m^2$) | Poids surfacique ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Poids propre du palier | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| G | | | | 5.49 |

Tableau 3-20 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

| N° | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumique ($KN/m^2$) | Poids surfacique ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Poids propre de la paillasse | 0.15 / cos α | 25 | 4.52 |
| 5 | Poids des marches | 0.18 / 2 | 25 | 2.25 |
| 6 | Enduit ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| G | | | | 8.51 |

### III.3.3.2.B. Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5KN/m2$$

### III.3.3.3. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau 3-21 : Combinaison des charges de l'escalier

| | G (KN/m²) | Q (KN/m²) | $P_u$ (KN/m²) | $P_{ser}$ (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Palier 1** | 5.49 | 2.5 | 11.16 | 7.99 |
| **Paillasse** | 8.51 | 2.5 | 15.24 | 11.01 |

**III.3.3.3.A. A l'E.L.U :**

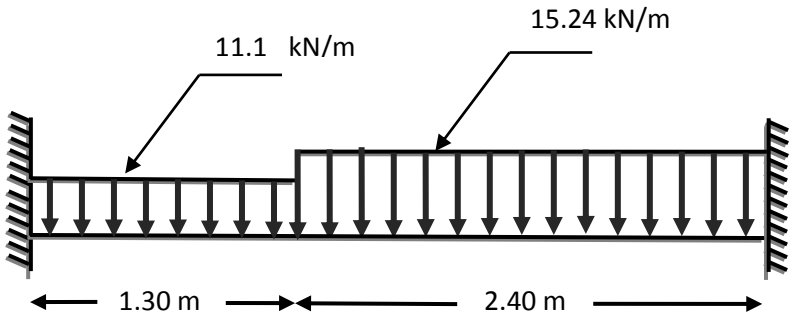



Figure 3-27 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau III-22 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

| | ELU | | |
|---|---|---|---|
| | Ma u (kN.m) | Mt u (kN.m) | Tu (kN) |
| Sollicitation | 12.19 | 20.72 | 27.26 |

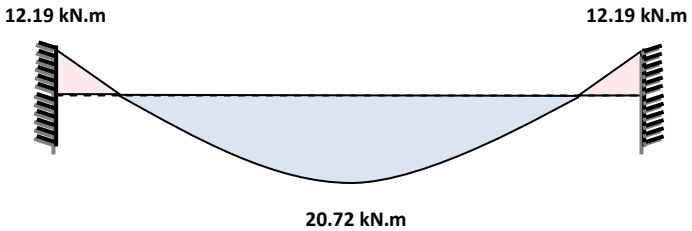



Figure 3-28 : Diagramme de moment l'E.L.U

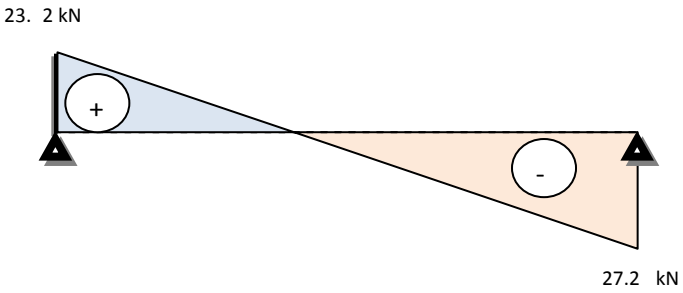



Figure 3-29 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

III.3.3.3.B. A l'E.L.S :

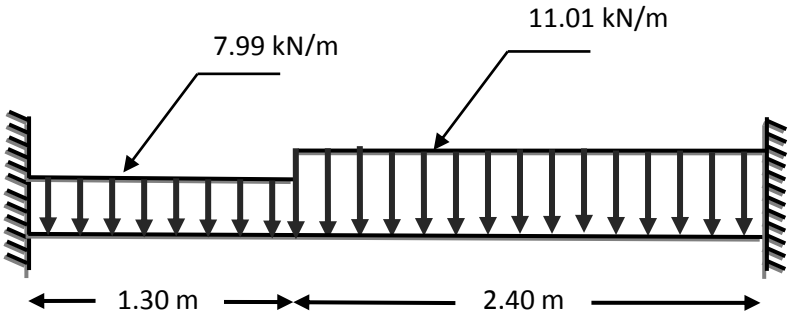



Figure 3-30 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau III-23 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

| | ELS | |
|---|---|---|
| | Ma ser (kN.m) | Mt ser (kN.m) |
| Sollicitation | 8.79 | 14.95 |

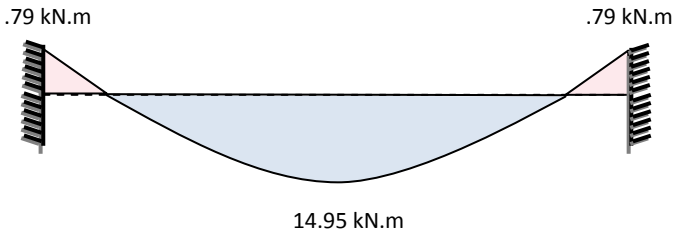



Figure 3-31 : Diagramme de moment l'E.L.S

### III.3.3.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-24 : les données

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Béton | $f_{c28} = 25$ MPa | $\gamma_b = 1.5$ | $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa | c = 2 cm |
| | $f_{t28} = 2.1$ MPa | b = 100 cm | h= 15cm | d=13 cm |
| Acier | FeE400 | $f_e$=400Mpa | $\gamma_s = 1.15$ | $\sigma_s = 348$ MPa |

Tableau 3-25 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

| | $M_u$ (KN.m) | μ | β | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{adopt}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 20.72 | 0.078 | 0.959 | 4.32 | 0.00 | 5HA12=5.65 |
| En appuis | 12.19 | 0.046 | 0.976 | 2.49 | 0.00 | 3HA12=3.39 |

### III.3.3.4.A. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.92\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

### III.3.3.4.B. Les armatures de répartition : [1]

Tableau 3-26 : Les armatures de répartition

| | $A_x$ ($cm^2$) | on adopte |
|---|---|---|
| En travée | $\frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412$ | 3 HA 8 = 1.50 $cm^2$ |
| En appuis | $\frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84$ | 3 HA 8 = 1.50$cm^2$ |

### III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-27 : Vérification de l'espacement

| | les armatures longitudinales | les armatures de répartitions |
|---|---|---|
| **En travée** | St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm | St=30cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm |
| **En appuis** | St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm | St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm |

### III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27.26\times10^3}{1000\times130} = 0.209\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.209MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

### III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$$

Tableau 3-28 : Vérification à l'E.L.S

| | En travées | En appuis |
|---|---|---|
| A ($cm^2$) | 5.65 | 3.39 |
| $M_{ser}$ (kN.m) | 14.5 | 8.79 |
| Y (cm) | $50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.92$ | $50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.16$ |
| I ($cm^4$) | $I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=8995.21$ | $I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=5975.40$ |
| $\overline{\sigma}_b$ (Mpa) | 15 | |
| $\sigma_b$ (Mpa) | $\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=6.52$ | $\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.65$ |
| $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ | Oui | Oui |

### III.3.3.4.F. Vérification de la flèche : [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{407}=0.036 \geq \frac{14.95}{20 \times 17.58}=0.042 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13}=0.0043 \leq \frac{2}{400}=0.005 \qquad \text{(c;v)}$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ : $\overline{f}=\begin{cases}\frac{L}{500}.....si \quad L \leq 5m \\ 0.5+\frac{L}{1000}.....si \quad L \geq 5m\end{cases}$

❖ pour les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1-\frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.15\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 31293.97 cm^4$$

Tableau 3-29 : Vérification de la flèche de l'escalier

| A ($cm^2$) | M (KN.m) | ρ | σs (MPa) | μ | y (cm) | $I_0$ ($cm^4$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.65 | 14.95 | 0.0043 | 225.88 | 0.39 | 8.15 | 30084.31 |
| $I_{fi}$ ($cm^4$) | $I_{fv}$ ($cm^4$) | Fi (mm) | $F_v$ (mm) | ΔF (mm) | $F_{adm}$ (mm) | $\Delta F < F_{adm}$ |
| 11468.46 | 18864.67 | 7.39 | 13.35 | 5.96 | 8.54 | Oui |

## III.3.4.Calcul de la poutre palière :

### III.3.4.1.Pré dimensionnement :




Figure 3-32 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau 3-30 : prédimensionnement de la poutre palière

| Poutre palière | |
|---|---|
| Conditions de résistance | $L_{max}$= 2.79 m ⇒ 18.6 cm ≤ h ≤27.9cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 25 cm |
| Vérification selon le RPA 99 | h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2 |
| Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) | (h/L=0.109) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie) |
| Conclusion | h = 30cm ; b = 25 cm |

### III.3.4.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.25) \times 25$ $\quad p_p = 1.875 KN/m$

✓ Réaction d'escalier : $Ru = 23.82KN$ , $Rs = 17.13KN$

✓ Poids du demi-mur $\quad Pm = 0.25 \times 0.5 \times 3.06 \times 14 = 5.355\ KN/m$

$P_u = 1.35(P_p + P_m) + R_u$ $\quad$ **$P_u$=33.58 KN/m**

$P_s = (P_p + P_m + R_u)$ $\quad$ **$P_s$ = 24.36 KN/m**

### III.3.4.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau 3-31 : Les efforts agissants sur une poutre palière

| Niveau | Ra(kN) | Ma(kNm) | Mt(kNm) |
|---|---|---|---|
| **ELU** | 46.85 | 21.78 | **10.89** |
| **ELS** | **33.99** | **15.80** | **7.90** |

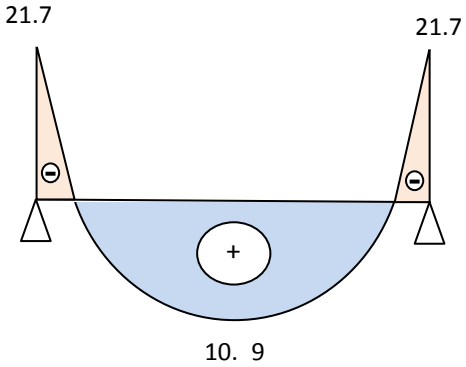



Figure 3-33 : Diagramme de moment l'E.L.U

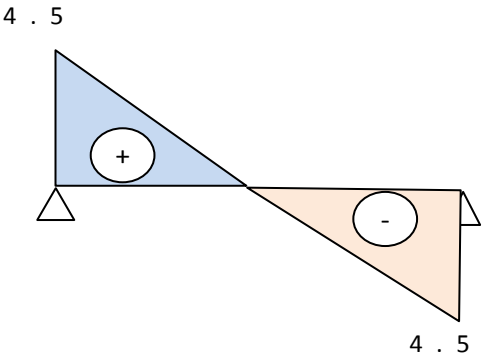



Figure 3-34 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

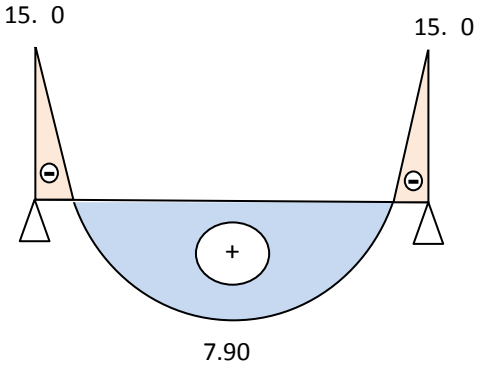



Figure 3-35 : Diagramme de moment

### III.3.4.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau 3-32 : les données

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Béton | $f_{c28} = 25$ MPa | $\gamma_b = 1.5$ | $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa | c = 3 cm |
| | $f_{t28} = 2.1$ MPa | b = 25 cm | h= 30cm | d=27 cm |
| Acier | FeE400 | $f_e$=400Mpa | $\gamma_s = 1.15$ | $\sigma_s = 348$ MPa |

Tableau 3-33 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

| | $M_u$ (KN.m) | μ | β | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{adopt}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 10.89 | 0.042 | 0.978 | 1.19 | 0.00 | **3HA12=3.39** |
| **En appuis** | 21.78 | 0.084 | 0.956 | 2.43 | 0.00 | **3HA12=3.39** |

**III.5.4.4.A. Condition de non fragilité : [1]**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

**III.3.4.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{46.85 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.69\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.694\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

**III.3.4.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[20\,cm; 24.3\,cm] = 20\,cm$$

$$V_u = 46.85KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 200 = 400\,KN \quad .....(c.v)$$

**III.3.4.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 46.85 \times 10^3}{300 \times 200} = 1.56 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ .....(c.v)$$

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 46.85 \times 10^3}{400} = 1.34cm^2 \ .....(c.v)$$

III.3.4.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.86\,\text{cm}\,;\ \varphi_l = 12\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 2.5\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.86\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2\ \text{Ø}\ 8 = 1\ \text{cm}^2$.

III.3.4.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ \overline{S}_t = 15\,\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,\text{cm} & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15\text{cm} & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a $A_t = 1\ \text{cm}^2$.

$$S_t = 5\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,\text{cm}^2$$

$$S_t = 15\,\text{cm} \Rightarrow A_t = 1\,\text{cm}^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\,\text{cm}^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 4\ \text{T}\ 8 = 2\ \text{cm}^2$.

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\ f_{t28}.k\right)}{0.9.\ f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1]

avec $k = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\dfrac{2\times10^2}{250\times50} = 0.016 \ge \dfrac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003$ ...(c.v)

Zone courante: $\dfrac{2\times10^2}{250\times150} = 0.005 \ge \dfrac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.003$ ...(c.v)

❖ $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0.S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.13 cm^2$ ...(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.38\,cm^2$ ....(c.v)

**III.3.4.4.F. Vérification à l'E.L.S :** [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$

Tableau 3-34 : Vérification à l'E.L.S

| | En travées | En appuis |
|---|---|---|
| A ($cm^2$) | 3.39 | 3.39 |
| $M_{ser}$ (kN.m) | 7.90 | 15.80 |
| Y (cm) | $12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.64$ | $12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.64$ |
| I ($cm^4$) | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 22515.77$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 22515.77$ |
| $\overline{\sigma}_b$ (mpa) | 15 | |
| $\sigma_b$ (mpa) | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.03$ | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 6.06$ |
| $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ | Oui | Oui |

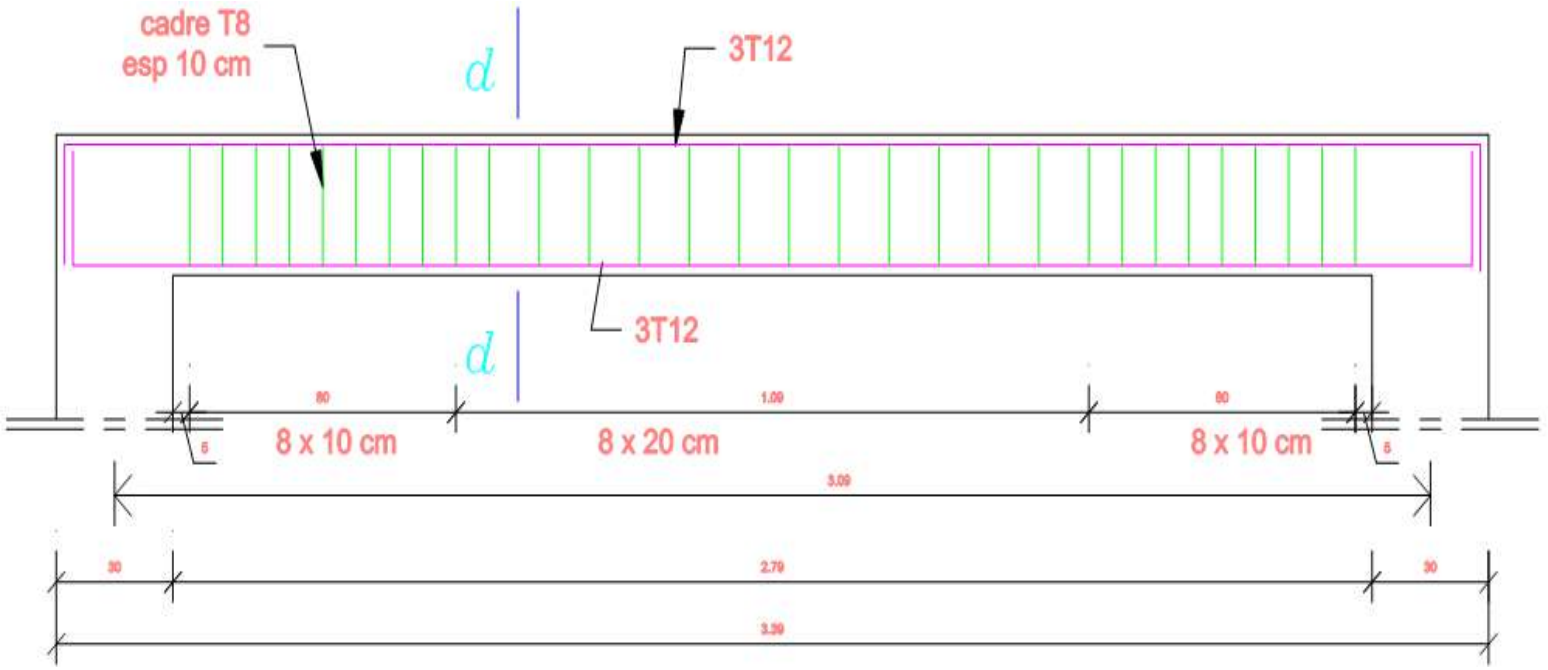
III.3.4.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-35 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

| 1ere condition | 2eme condition |
|---|---|
| $h/L \geq Mt/(10\ Mo)$ | $\rho \leq 4.2/fe$ |
| $h/L = 0.3 / 2.59 = 0.115$<br>$Mt/(10\ Mo)=7.90/(10*23.70)=0.033$ | $\rho=A/(bo*d)=3.39/(25*27)=0.005$<br>$4.2/fe = 4.2 / 400 = 0.01$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée |

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche



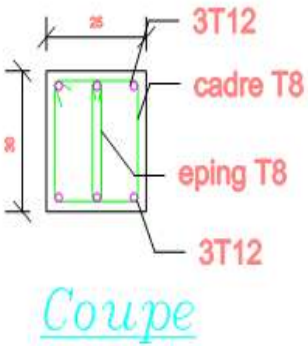




Figure 3-36 : ferraillage de la poutre palière

### III.3.5.1. BLOC « C » :

Pour le bloc C, on a un seul type d'escalier qu'on va étudier.

Les caractéristiques d'escalier sont :

Hauteur du palier intermédiaire : H = 2.04m
largeur de la marche : g = 30cm
hauteur de la contre marche : h = 17cm

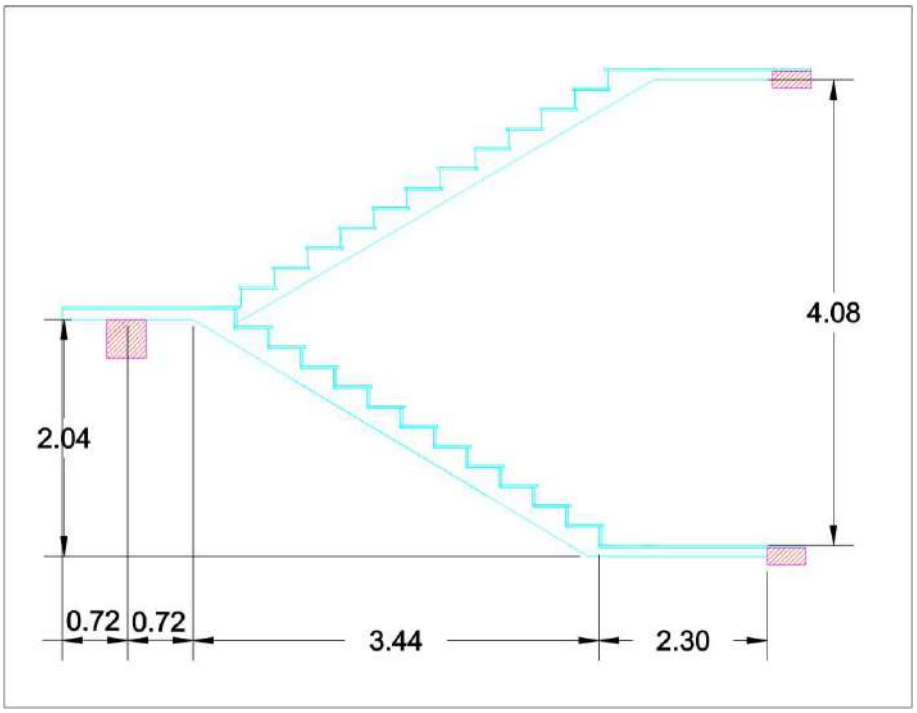



Figure 3-37 : escalier de bloc « C » : deux volés

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

59cm ≤ g+ 2h = 30+ 2(17)=64cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

tg α = H / L = 2.04/3.93 = 0.519

donc : α =27.33°

$L_0 = \sqrt{1.62^2 + 2.575^2} = 3.04\text{m}$

l =2.575+1.375 =3.95m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 11.28 \le e \le 13.16$ On adopte: e = **20**cm

**III.3.5.2.Evaluation des charges et surcharges :**

**III.3.5.2.A. Charges permanentes :**

Tableau 3-36 : Poids propre du palier de repos de l'escalier 2 :

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m²) | Poids surfacique (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Poids propre du palier | 0.2 | 25 | 5 |
| 5 | Enduit ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| G | | | | 6.74 |

Tableau 3-37 : Poids propre de la paillasse de l'escalier 2 :

| N° | Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m²) | Poids surfacique (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Poids propre de la paillasse | 0.2 / cos α | 25 | 5.62 |
| 5 | Poids des marches | 0.17 / 2 | 25 | 2.125 |
| 6 | Enduit ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| G | | | | 9.49 |

**III.3.5.2.B. Charge d'exploitation :**

$Q = 2.5KN/m2$

### III.3.5.3. Détermination des efforts :

A l'E.L.U: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'E.L.S: $P_{ser} = G + Q$

Tableau 3-38 : Combinaison des charges de l'escalier 2 :

| | G (KN/m²) | Q (KN/m²) | $P_u$ (KN/m²) | $P_{ser}$ (KN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| **Palier 1** | 6.74 | 2.5 | **12.85** | **9024** |
| **Paillasse** | 9.49 | 2.5 | **16.56** | **11.99** |

### III.3.5.3.A. A l'E.L.U :

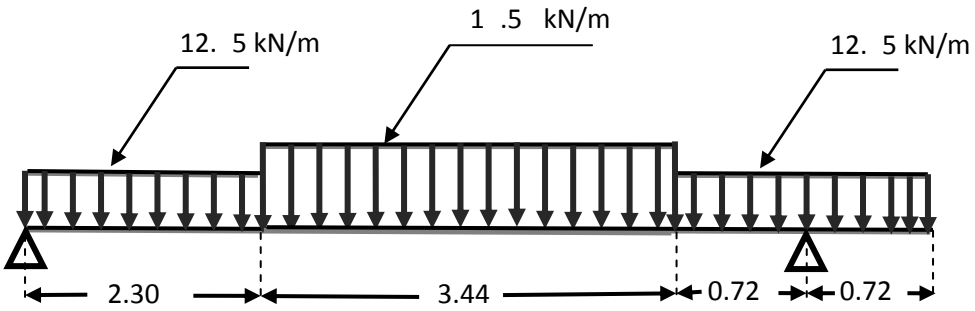



Figure 3-38 : Schéma statique à l'E.L.U

Tableau 3-39 : Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.U

| | ELU | | |
|---|---|---|---|
| | Ma u (kN.m) | Mt u (kN.m) | Tu (kN) |
| Sollicitation | 39.68 | 67.45 | 49.97 |

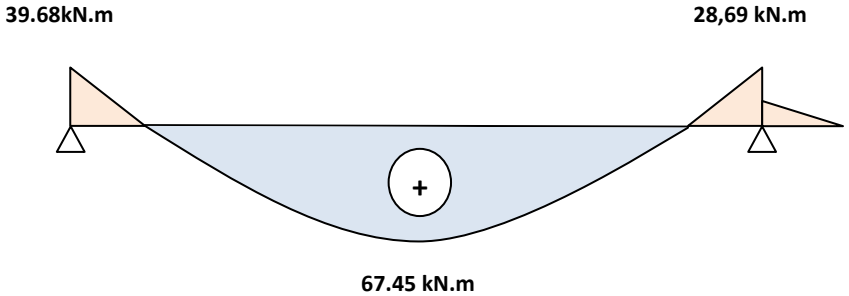



Figure 3-39 : Diagramme de moment à l'E.L.U

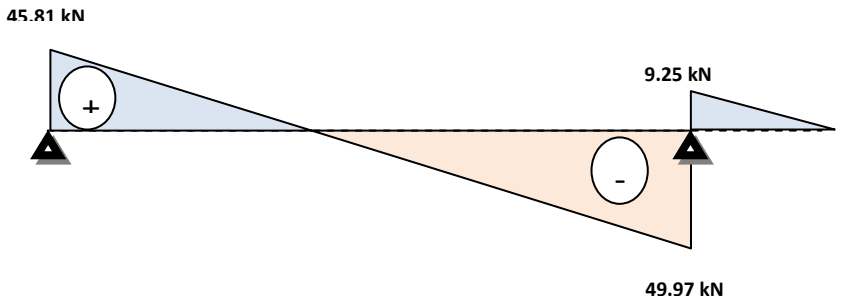



Figure 3-40 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

III.3.5.3.B. A l'E.L.S :

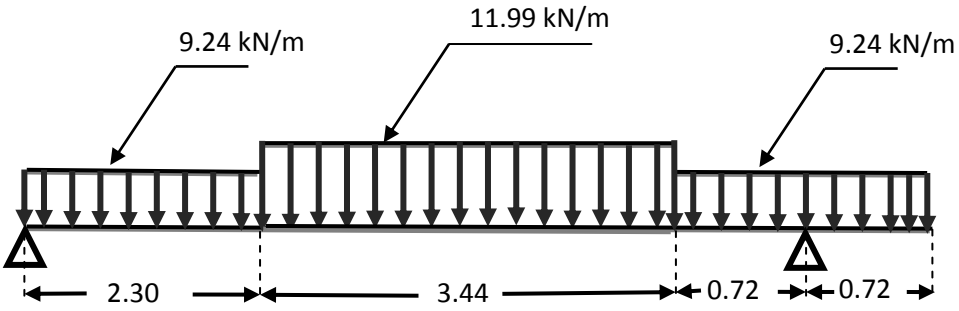



Figure 3-41 : Schéma statique à l'E.L.S

Tableau 3-40: Récapitulation des efforts de l'escalier du type .1. E.L.S

| | ELS | |
|---|---|---|
| | Ma ser (kN.m) | Mt ser (kN.m) |
| Sollicitation | 28.69 | 48.77 |

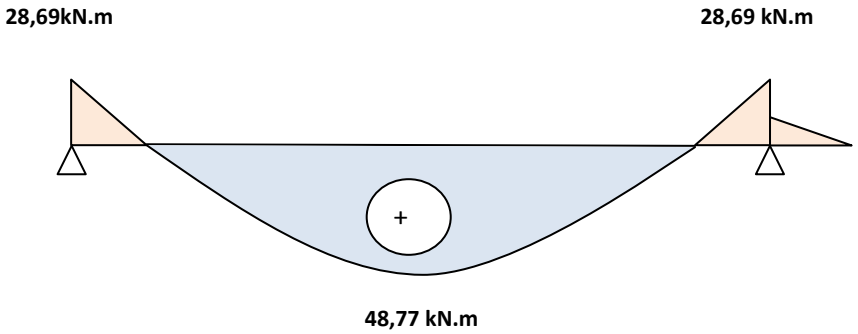



Figure 3-42 : Diagramme de moment à l'E.L.S

### III.3.5.4 Ferraillage des escaliers :

Tableau 3-41 : les données

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Béton | $f_{c28} = 25$ MPa | $\gamma_b = 1.5$ | $\sigma_{bc} = 14.2$ Mpa | c = 2 cm |
| | $f_{t28} = 2.1$ Mpa | b = 100 cm | h= 20cm | d=18 cm |
| Acier | FeE400 | $f_e$=400Mpa | $\gamma_s = 1.15$ | $\sigma_s = 348$ Mpa |

Tableau 3-42 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

| | $M_u$ (KN.m) | μ | β | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{adopt}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 67.45 | 0.146 | 0.921 | 11.71 | 0.00 | 6HA16=12.06 |
| En appuis | 39.68 | 0.086 | 0.955 | 6.64 | 0.00 | 6HA12=6.78 |

### III.3.5.4.A. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 12.06\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 6.78\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2\,cm^2$ (c.v)

### III.3.5.4.B. Les armatures de répartition : [1]

Tableau 3-43 : Les armatures de répartition

| | $A_x$ ($cm^2$) | on adopte |
|---|---|---|
| **En travée** | $\frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.01$ | **6 HA 8 = 3.01 $cm^2$** |
| **En appuis** | $\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69$ | **4 HA 8 = 2.01$cm^2$** |

### III.3.5.4.C. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau 3-44 : Vérification de l'espacement

| | les armatures longitudinales | les armatures de répartitions |
|---|---|---|
| En travée | St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm | St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm |
| En appuis | St=15cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm | St=25cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm |

### III.3.5.4.D. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{49.97 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.27 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.27MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

### III.3.5.4.E. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,MPa$$

Tableau 3-45 : Vérification à l'E.L.S

| | En travées | En appuis |
|---|---|---|
| A ($cm^2$) | 12.06 | 6.78 |
| $M_{ser}$ (kN.m) | 48.77 | 28.69 |
| Y (cm) | $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.46$ | $50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.12$ |
| I ($cm^4$) | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 33076.94$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 21345.38$ |
| $\overline{\sigma}_b$ (Mpa) | 15 | |

| | | |
|---|---|---|
| $\sigma_b$ (Mpa) | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 9.52$ | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 11.69$ |
| $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ | Oui | Oui |

**III.3.5.4.F. Vérification de la flèche : [1]**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{20}{644} = 0.031 \geq \frac{67.55}{20 \times 79.50} = 0.042 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{12.06}{100 \times 18} = 0.0067 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{(c.n.v)}$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

❖ **Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ : $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \text{.....si } L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{1000} \text{.....si } L \geq 5m \end{cases}$

❖ **pour les flèches dues aux charges instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \frac{A}{b.d}$
- ✓ $\mu = Max\left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$

❖ pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$

✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$

❖ Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 11.54\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 61161.64 cm^4$$

Tableau 3-46 : Vérification de la flèche de l'escalier

| A ($cm^2$) | M (KN.m) | ρ | σs (Mpa) | μ | y (cm) | $I_0$ ($cm^4$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 12.06 | 48.77 | 0.0067 | 228.08 | 0.44 | 11.54 | 61177.77 |
| $I_{fi}$ ($cm^4$) | $I_{fv}$ ($cm^4$) | Fi (mm) | $F_v$ (mm) | ΔF (mm) | $F_{adm}$ (mm) | $\Delta F < F_{adm}$ |
| 28010.05 | 43109.96 | 15.15 | 10.05 | 4.89 | 13.42 | Oui |

## III.3.6.Calcul de la poutre palière :

### III.3.6.1.Pré dimensionnement :




Figure 3-43 : Dimensionnement de la poutre palière

Tableau 3-47 : prédimensionnement de la poutre palière

| Poutre palière | |
|---|---|
| Conditions de résistance | $L_{max}$= 3.27 m ⇒ 21.8 cm ≤ h ≤ 32.7cm<br>on adopte h = 30 cm ⇒<br>9cm ≤ b ≤21cm on adopte b = 25 cm |
| Vérification selon le RPA 99 | h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm<br>h/b=1.2 |
| Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) | (h/L=0.091) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie) |
| Conclusion | h = 30cm ; b = 25 cm |

### III.3.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.25) \times 25$ $p_p = 1.875 KN/m$

✓ Réaction d'escalier : $Ru = 59.22KN$ , $Rs = 42.76KN$

✓ Poids du demi-mur Pm= 0.25×0.5×4.08×14= 7.14 KN/m

$P_u = 1.35(P_p + P_m) + R_u$ **$P_u$=71.39 KN/m**

$P_s = (P_p + P_m + R_u)$ **$P_s$ = 51.77 KN/m**

### III.3.6.3. Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

Tableau 3-48 : Les efforts agissants sur une poutre palière

| Niveau | Ra(kN) | Ma(kNm) | Mt(kNm) |
|---|---|---|---|
| ELU | 116.72 | 63.61 | 31.80 |
| ELS | 84.65 | 46.13 | 23.06 |

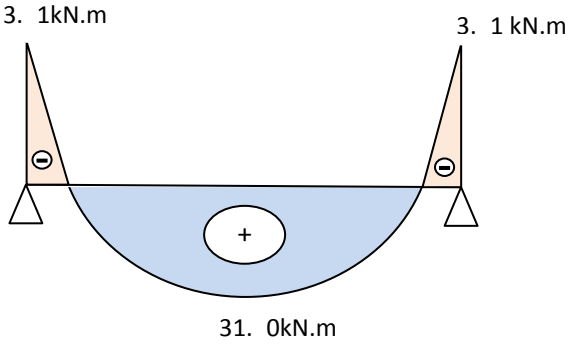



Figure 3-44 : Diagramme de moment l'E.L.U

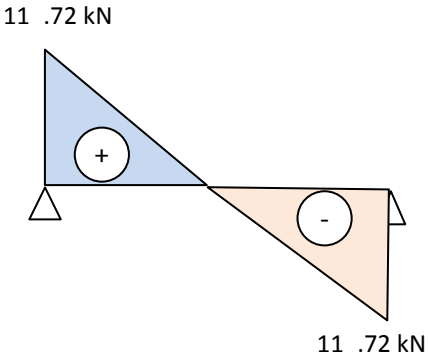



Figure 3-45 : Diagramme d'effort tranchant l'E.L.U

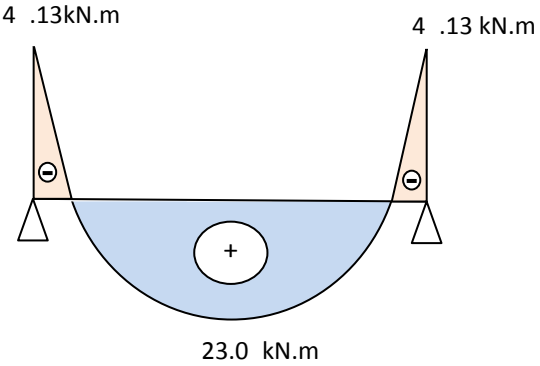



Figure 3-46 : Diagramme de moment à l'E.L.S

### III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau 3-49 : les données

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Béton | $f_{c28} = 25$ MPa | $\gamma_b = 1.5$ | $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa | c = 3 cm |
| | $f_{t28} = 2.1$ MPa | b = 25 cm | h= 30cm | d=27 cm |
| Acier | FeE400 | $f_e$=400Mpa | $\gamma_s = 1.15$ | $\sigma_s = 348$ MPa |

Tableau 3-50 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

| | $M_u$ (KN.m) | μ | β | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{adopt}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **En travée** | 31.80 | 0.123 | 0.934 | 3.63 | 0.00 | **4HA12=4.52** |
| **En appuis** | 63.61 | 0.24 | 0.856 | 7.91 | 0.00 | **4HA16=8.04** |

**III.3.6.4.A. Condition de non fragilité : [1]**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 8.04\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75\,cm^2$ (c.v)

**III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{116.72 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.73\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$\tau_u = 1.73\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ (c.v)

**III.3.6.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2; 0.9d] = Min[20\,cm; 24.3\,cm] = 20\,cm$$

$$V_u = 116.72KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 200 = 400\,KN \quad .....(c.v)$$

III.3.6.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times116.72\times10^3}{300\times200} = 3.89 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ .....(c.v)}$$

$$A = 8.04\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times116.72\times10^3}{400} = 3.35cm^2 \text{ .....(c.v)}$$

III.3.6.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm\,;\ \varphi_l = 16\,mm;\frac{b_0}{10} = 2.5\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.86\,cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 2\ Ø\ 8 = 1\ cm^2$.

III.3.6.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;16\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,cm & (\text{zone nodale})\\ \overline{S}_t = 15\,cm & (\text{zone courante})\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (\text{zone nodale})\\ S_t = 15cm & (\text{zone courante})\end{cases}$

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.125\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 4\ T\ 8 = 2\ cm^2$.

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

❖ $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1]

avec $k = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{250\times50} = 0.016 \geq \frac{1.15(1.73 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0035$ ...(c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{250\times150} = 0.005 \geq \frac{1.15(1.73 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0035$ ...(c.v)

❖ $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times250\times50}{400} = 0.13cm^2$ ...(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times250\times150}{400} = 0.38\,cm^2$ ....(c.v)

### III.3.6.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$

Tableau 3-51 : Vérification à l'E.L.S

| | En travées | En appuis |
|---|---|---|
| A ($cm^2$) | 4.52 | 8.04 |
| $M_{ser}$ (kN.m) | 23.06 | 46.13 |
| Y (cm) | $12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.88$ | $12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 11.95$ |
| I ($cm^4$) | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 23693.22$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 41103.12$ |
| $\overline{\sigma}_b$ (mpa) | 15 | |

| | | |
|---|---|---|
| $\sigma_b$ (mpa) | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.64$ | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 13.41$ |
| $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ | **Oui** | **Oui** |

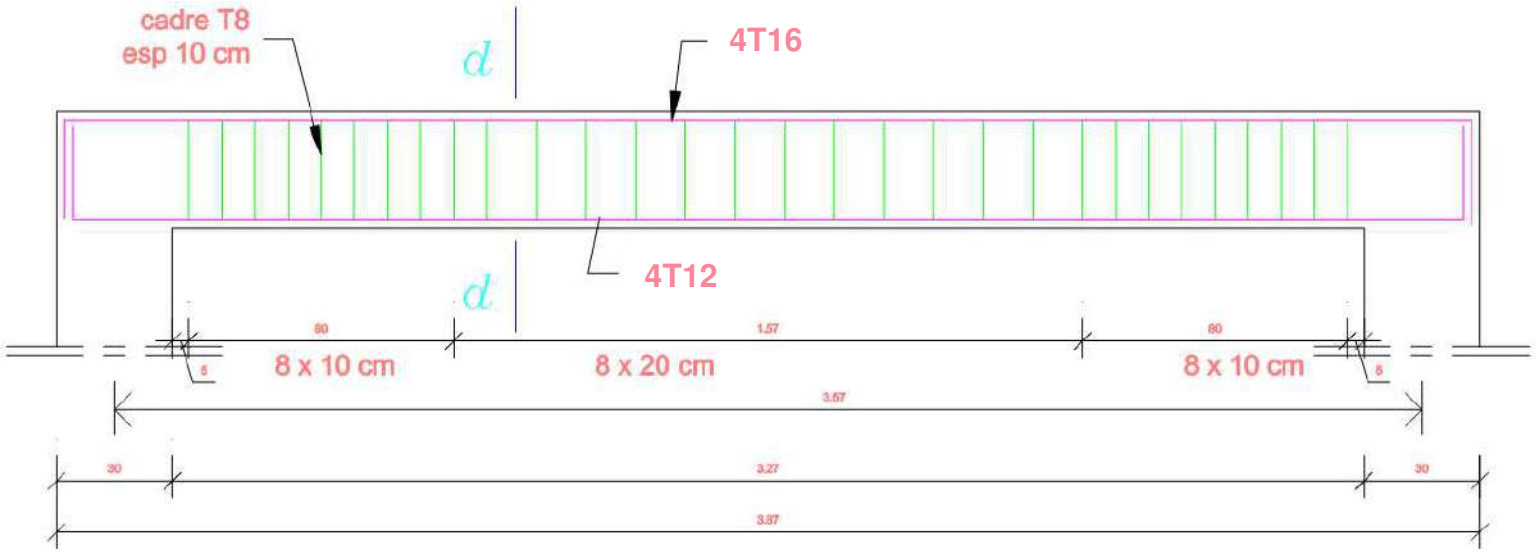
**III.3.6.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche :** [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites

Tableau 3-52 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

| 1ere condition | 2eme condition |
|---|---|
| h/L ≥ Mt/(10 Mo) | $\rho \leq 4.2/fe$ |
| h/ L = 0.3 / 3.27 = 0.091<br>Mt/(10 Mo)=23.06/(10*69.19)=0.033 | $\rho$=A/(bo*d)=4.52/(25*27)=0.0067<br>4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01 |
| **Condition vérifiée** | Condition vérifiée |

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche



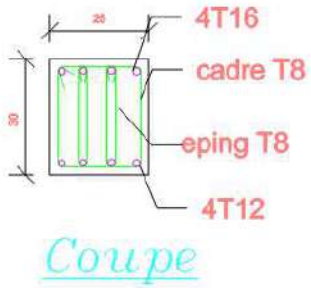




Figure 3-47 : ferraillage de la poutre palière

## III.4. CALCUL DES DALLES PLEINES:

### III.4.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

### III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

#### III.4.2.1. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

**a) travail externe :**

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.f$(cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

$P$: Charge totale

$S$: Surface de répartition de la charge $f$ : flèche du centre de gravité de S.

**b) Travail interne :**

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M . L . \square$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

$\square$ : Angle de rotation.

## III.4.3. Position des lignes de rupture:

### III.4.3. 1. Cas d'une dalle reposant sur 2 appuis :

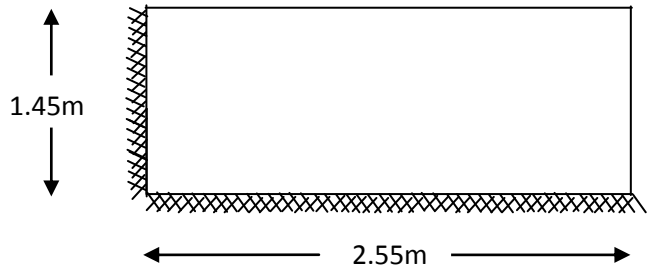



Figure 3-48 : dalle reposant sur deux appuis

**a)Travail externe** Text =q.s.f

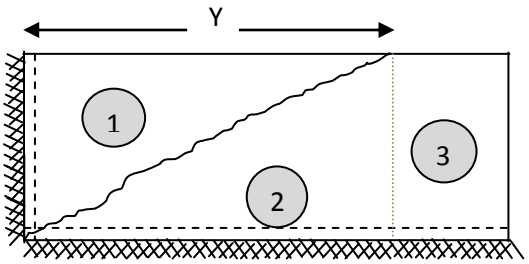



Figure 3-49 : Représentation de lignes de rupture

Tableau 3-53 : Travail externe

| éléments | Aire de chargement | déplacement de CG | travail externe pour une charge qu |
|---|---|---|---|
| 1 | 1.45* y/2 | f/3 | 0.24.y.f.qu |
| 2 | 1.45* y/2 | f/3 | $0.24.y.f.q_u$ |
| 3 | 1.45 (2.55- y) | f/2 | (1.84-0.72y).f.qu |
| | | Σ | f.qu. (1.84-0.24y) |

**b) Travail interne** : Tint= M.l.θ ;
Avec M : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et l.θ c'est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

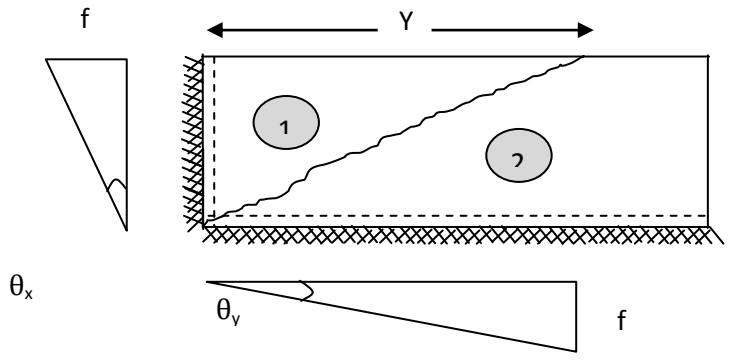



Figure 3-50 : Représentation de la flèche

Tableau 3-54 : Travail interne

| Eléments | | moment de rupture (M) | longueur de ligne de rupture (L) | rotation (θ) | travail interne = M.L.θ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | + | M | 1.45 | f/y | 1,45.M.f/y |
| | - | 0.5M | 1.45 | f/y | 0.72.M.f/y |
| 2 | + | M | y | f/1.45 | f.M.y/1.45 |
| | - | 0.5M | y | f/1.45 | 0.35.M.f.y |
| | | | | Σ | M.f.(2.17/y+1.03y) |

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne **: (Σ Text= Σ Tint)**

f.qu. (1.84-0,24y) = M.f.(2.17/y +1,03y)

$M = qu\frac{(1.84-0.24y)}{(2.17/y+1,03y)}$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow$ y =2.3 m

Donc :

$M_u = 0.39\ q_u$

$qu = 1,35.(5.61)+1,5.(3.5) = 12.82\ KN \Longrightarrow M_u = 5\ KN.m$

la méthode des Lignes de Rupture ne s'applique qu'à l'ELU uniquement. A l'ELS on applique la méthode forfaitaire.

$Max = -p_{ser}l^2/2$

$Max = -(3.61+3.5)x1.45^2/2$

Max =7.47 kN.m

$May = -p_{ser}l^2/2$

$May = -(3.61+3.5)x2.55^2/2$

May =23.11 kN.m

On a un panneau de dalle de rive

Moment en appuis

$$M'ax = -0.3\ Mx = -0.3x7.47 = -2.24\ kN.m$$

$$M'ay = -0.3\ My - 0.3x23.11 = -6.93\ kN.m$$

Tableau 3-55 : Calcul des moments

| | | $M_U$(KN.m) | $M_{SER}$(KN.m) |
|---|---|---|---|
| En travée | Suivant X | 5 | |
| | Suivant Y | 5 | |
| Aux appuis | Suivant X | 2.5 | -2.24 |
| | Suivant Y | 2.5 | -6.93 |

**c) Calcul du ferraillage**

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

**Données :** $f_{c28}$=25 MPa , $f_{t28}$ = 2,1 MPa , $f_e$=400 MPa , $\sigma_{b\ adm}$= 14.2 MPa , h=15cm

$d_x, d_y$ =12cm, 11 cm c=2 .5 cm , c' = 2 .5 cm , b =100 cm

On a $\frac{lx}{ly}=\frac{1.45}{2.55}$=0.56>0.4 donc la dalle travaille suivant les deux directions

Hauteurs utiles :

Tel que : $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant :

Tableau 3-56 : Calcul des sections d'acier de la dalle

| | | Mu(kN.m) | μ | β | A ($cm^2$) | Amin ($cm^2$) | A choisi | A final ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant (x) | En travée | 5 | 0.024 | 0.988 | 1.21 | 1.5 | 4HA10 | 3.14 |
| | Aux appuis | 2.5 | 0.012 | 0.994 | 0.6 | 1.5 | 4HA10 | 3.14 |
| Suivant (y) | En travée | 5 | 0.029 | 0.985 | 1.33 | 1.5 | 4HA10 | 3.14 |
| | Aux appuis | 2.5 | 0.014 | 0.993 | 0.66 | 1.5 | 4HA10 | 3.14 |

**d) les vérifications nécessaires**

- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq \text{Min}\begin{cases}3h = 45\ \text{cm} \\ 33\text{cm}\end{cases}$ soit $\begin{cases}S_{T1} = 25\ \text{cm} \\ S_{T2} = 30\ \text{cm}\end{cases}$

- **Vérification de l'ELS**

Tableau 3-57 : vérification a ELS

| | Suivant X | Suivant Y |
|---|---|---|
| | Ma | Ma |
| Mser (kN.m) | -2.24 | -6.93 |
| $\overline{\sigma_b}$(MPa) | 15 | |
| y1 (cm) | 2.92 | 2.92 |
| IG ($cm^4$ ) | 4713.12 | 4713.12 |
| σb (MPa) | 1.39 | 4.30 |
| σb ≤σ b adm | oui | oui |

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau 3-58 : vérification de l'effort tranchant

| | Suivant X | Suivant Y |
|---|---|---|
| V(KN) | $\frac{p * l_x * l_y}{2 * l_x + l_y} = \frac{12.82 * 1.45 * 2.55}{2 * 1.45 + 2.55} = 8.69$ | $\frac{p * l_x * l_y}{3 * l_y} = \frac{12.82 * 1.45 * 2.55}{3 * 2.55} = 6.19$ |
| $\tau_{u(MPa)}$ | 0.072 | 0.056 |
| $\overline{\tau_u}$ | $\frac{0.07 * f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.16MPa$ | |
| $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ | oui | oui |

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de la flèche préliminaire**

Tableau 3-59 : Vérification de la flèche préliminaire

| 1ere condition | 2eme condition |
|---|---|
| h/L ≥ Mt/ (20 Mo) | $\rho \leq 2/fe$ |
| h/ L = 0.15 / 1.45 = 0.10<br>Mt/ (20 Mo)= 2.39/ (20 *3.55)=0.033 | $\rho$=A/(bo*d)=3.14/(100*12)=0.0026<br>2/ fe = 2 / 400 = 0.005 |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée |

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

## III.5. La dalle machine :

### III.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

### III.5.2. Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

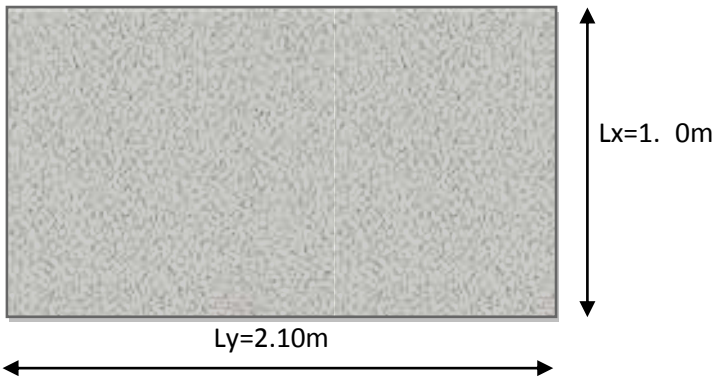



Figure 3-51 : Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion : [1]**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{210}{50} \le e \le \frac{210}{40} \Rightarrow 4.2cm \le e \le 5.25cm$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

### III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

#### III.5.3.a. Charges permanentes G :

Tableau 3-60 : Charges permanentes

| N° | composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (kN/m³) | Poids surfacique (kN/m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Gravier roulé | 0.05 | 20 | **1.00** |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 6 | **0.12** |
| 3 | Papier kraft | - | - | **0.05** |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 22 | **2.20** |
| 5 | Film polyane | - | - | **0.01** |
| 6 | Pare vapeur | 0.01 | 6 | **0.06** |
| 7 | Dalle pleine | 0,25 | - | **6,25** |
| 8 | Enduit en ciment | 0.02 | 10 | **0.36** |
| **Charge permanente G** | | | | **10.05** |

### III.5.3.b. Poids de la machine supportée :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées

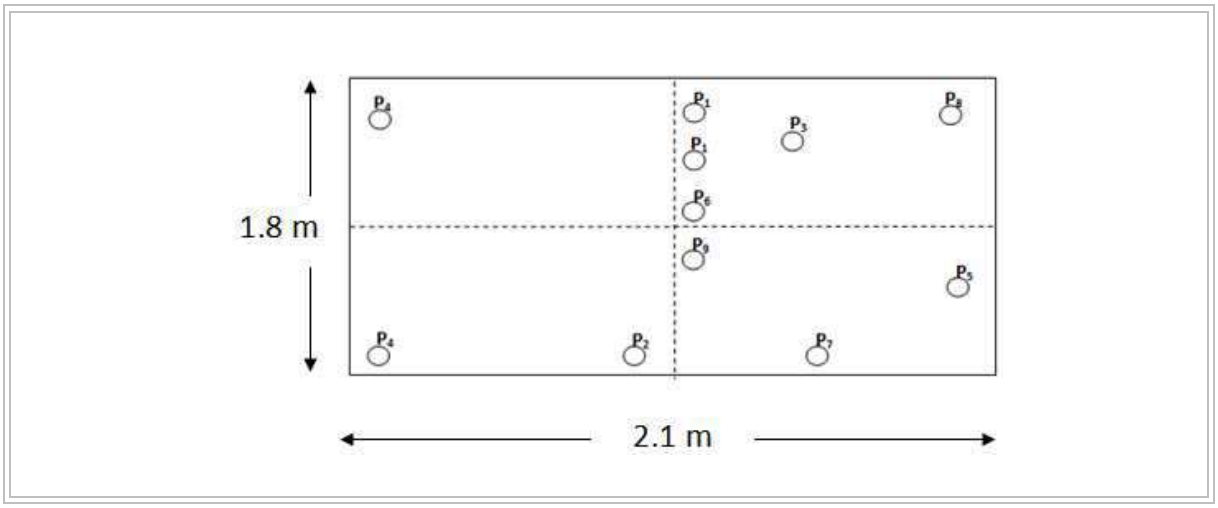



Figure 3-52 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau 3-61 : Les charges concentrées

| P (kgf) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
| 8400 | 3200 | 200 | 600 | 800 | 1250 | 750 | 1100 | 1000 |

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 4576.71 kg/m^2 = 45.76 kN/m^2$$

$G_{tot}$=10.05 + 45.76 = 55.81KN/m²

### III.5.3.c. La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau 3-62 : Détermination des chargements de la dalle

| G (kN/m²) | Q (kN/m²) | $P_U$ (kN/m²) | $P_{Ser}$(kN/m²) |
|---|---|---|---|
| 55.81 | 5 | 82.84 | 60.81 |

## III.5.4. calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.8}{2.1} = 0.85$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

### III.5.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

### III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
Les lignes de rupture sont des lignes droites.

### III.5.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.\ f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- fcdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

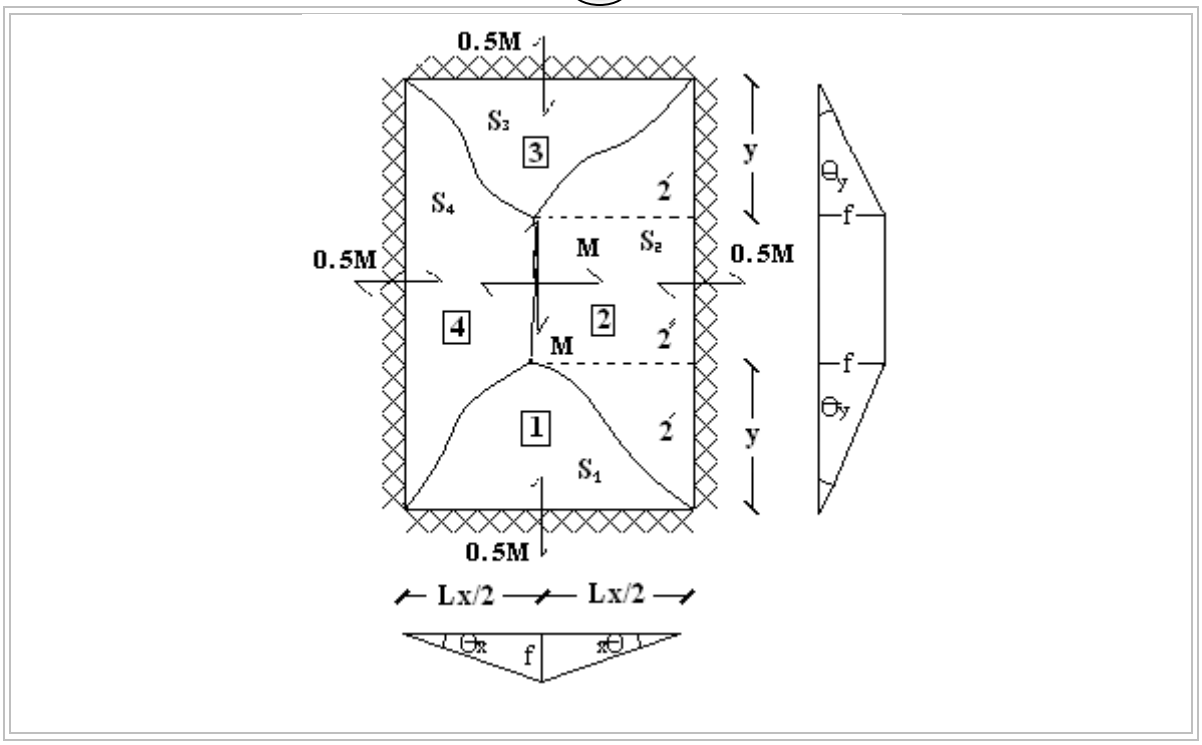



Figure 3-53 : Les lignes de rupture

❖ **Travail externe :**

$$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$$

Avec :

- $T^1_{ext} = T^3_{ext}$
- $T^2_{ext} = T^4_{ext}$

$$T^1_{ext} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T^2_{ext} = 2T^{2'}_{ext} + T^{2''}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2} L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

❖ **Travail interne :**

$$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$$

Avec :

- $T^1_{int} = T^3_{int}$
- $T^2_{int} = T^4_{int}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\square_y + M.L_x.\square_y \qquad \square_y = tg\square_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\square_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\square_x \qquad \square_x = tg\square_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^{2} = 3M.\frac{L_y}{L_x}.\ f$$

$$T_{int} = 3M.\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)\ f$$

❖ **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{int}$$

❖ **Travail externe ;**

| éléments | Aire de chargement | déplacement de CG | travail externe pour une charge qu |
|---|---|---|---|
| 1 | 2*1.8* y/2 | f/3 | 0.6.y.f.$q_u$ |
| 2 | 4*0.9* y/2 | f/3 | 0.6.y.f.$q_u$ |
| 3 | 2*0.9 (2.1- 2y) | f/2 | (1.89-1.8y).f.qu |
| | | Σ | f.qu. (1.89-0.6y) |

❖ **Travail interne :**

| Eléments | | moment de rupture (M) | longueur de ligne de rupture (L) | rotation (θ) | travail interne = M.L.θ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | + | M | 2. 1 | f/0.9 | 2.33.M.f/0.9 |
| | - | 0.5M | 2.1 | f/0.9 | 1.16. M.f/0.9 |
| 2 | + | M | 1.8 | f/y | 1.8.f.M/y |
| | - | 0.5M | 1.8 | f/y | 0.9.M.f/y |
| | | | | 2*Σ | 2*(3.87+2.7/y).M.f./y |

$$q = M\frac{\left(\frac{5.4}{y} + 7.75\right)}{1.89 - 0.6y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4.65y^2 + 6.48\,y - 10.2 = 0 \Rightarrow y = 0.94\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.098 q

$$M_t = M = 0.098.q_u = 0.098 \times (82.84) = 8.14\,KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5 \times 8.14 = 4.07\,KN.m$$

### III.5.4.d. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau 3-63 : Les données

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{c28}$ | 25 MPa | h | 25 cm |
| $f_{t28}$ | 2,1 MPa | d | 23 cm |
| $f_e$ | 400 MPa | c | 2 cm |
| $\sigma_{b\,adm}$ | 14.2 MPa | c' | 2 cm |
| $\sigma_{s\,adm}$ | 348 MPa | b | 100 cm |

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1.2}{2} = 22.4\,cm \\ d_y = 22.4 - \frac{1.2 + 1.2}{2}. = 21.2\,cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau 3-64 : Calcul des sections d'acier de la dalle

| | | $M_u$ (kN.m) | μ | β | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sens x | En travée | 8.14 | 0.011 | 0.994 | 1.05 | 0.00 | 2.50 |
| | En appuis | 4.07 | 0.006 | 0.997 | 0.52 | 0.00 | 2.50 |
| Sens y | En travée | 8.14 | 0.013 | 0.994 | 1.11 | 0.00 | 2.50 |
| | En appuis | 4.07 | 0.006 | 0.997 | 0.55 | 0.00 | 2.50 |

**III.5.4.e. Condition de non fragilité :** [1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

**III.5.4.f. Condition d'espacement :** [1]

$$\overline{S}_t = Min[2h = 50\,cm\,,\,22\,cm] = 22\,cm$$

On prend : S = 25 cm

**III.5.4.g. Vérification de l'effort tranchant :** [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 52.19KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{52.19 \times 10^3}{1000 \times 224} = 0.232\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 49.70KN$$

$$\tau_u = \frac{49.70 \times 10^3}{1000 \times 212} = 0.234\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.5.5. Vérification à l'E.L.S : [1]

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau 3- 5 : Calcul de moment E.L.S

| | | $M_{ser}$ (Kn.m) |
|---|---|---|
| Sens x | travée | $0.098*q_{ser}=0.098*60.81=5.96$ |
| | appuis | $0.5*M_t=0.5*6.94=2.98$ |
| Sens y | travée | $0.098*q_{ser}=0.098*60.81=5.96$ |
| | appuis | $0.5*M_t=0.5*6.94=2.98$ |

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3- : Vérification à l'ELS

| | | $M_{ser}$ (Kn.m) | $A_s$ ($cm^2$) | Y (cm) | I ($cm^4$) | K ($N/mm^3$) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sens x | travée | 5.96 | 3.39 | 4.29 | 19309.17 | 0.036 | 1.32 | OUI |
| | appuis | 2.98 | 3.39 | 4.29 | 19309.17 | 0.018 | 0.66 | OUI |
| Sens y | travée | 5.96 | 3.39 | 4.16 | 17164.60 | 0.040 | 1.44 | OUI |
| | appuis | 2.98 | 3.39 | 4.16 | 17164.60 | 0.020 | 0.72 | OUI |

### III.5.6. Vérification de la flèche : [1]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} *\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ *\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{27} \text{ à } \dfrac{1}{35} \\ *\dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}119 > 0{,}05 \text{.....vérifiée} \\ 0{,}114 > 0{,}028 \text{ à } 0{,}037 \text{.....vérifiée.} \\ 1.513.10^{-3} < 5.10^{-3} \text{.....vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### III.5.7. Vérification de non poinçonnement : [1]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$Q_u$= 84 KN , $\gamma_b = 1.5$ , $f_{cj} = 25$ MPa , h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

$Q_u$ = 84 KN < 0.045 x Uc x h x ($fc28/\gamma b$) =1875 KN..... (Condition vérifiée)

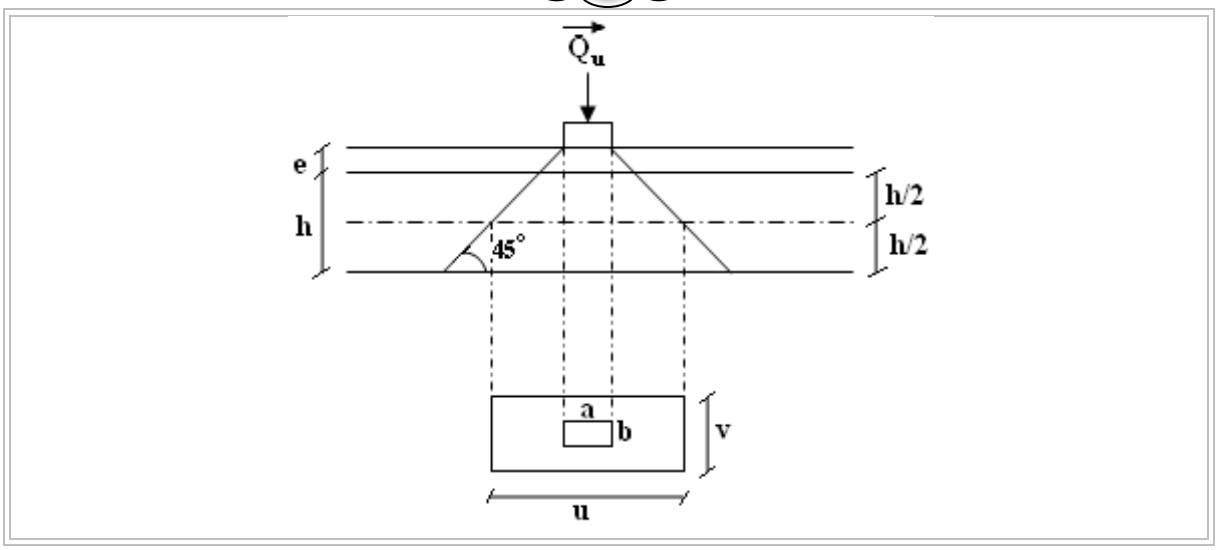



Figure 3-54 : la v rification de non poinçonnement

# CHAPITRE IV

# ETUDE DYNAMIQUE

## IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

## IV.2. Bloc A

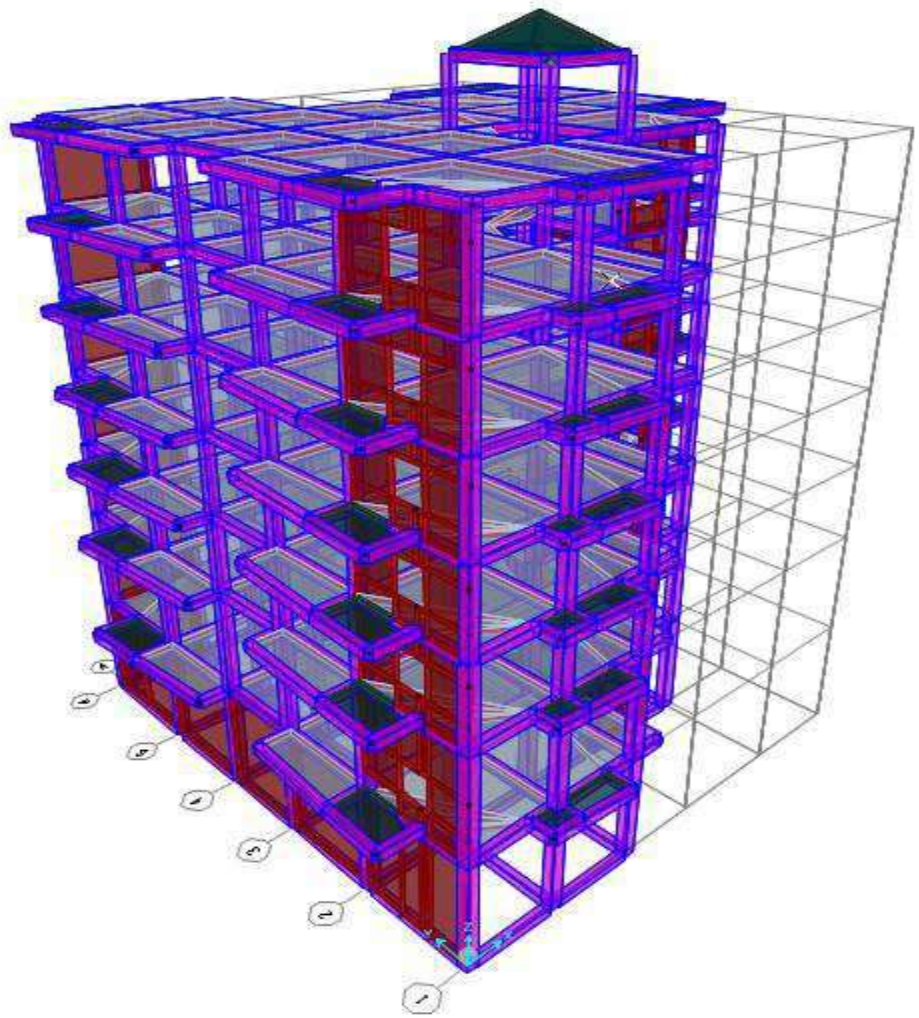


Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D

## IV.2.a. Caractéristiques géométriques de la structure:

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

### IV.2.a.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad Y_G = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

$W_i$ : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
$X_i$ et $Y_i$ : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
$X_G$ et $Y_G$ : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

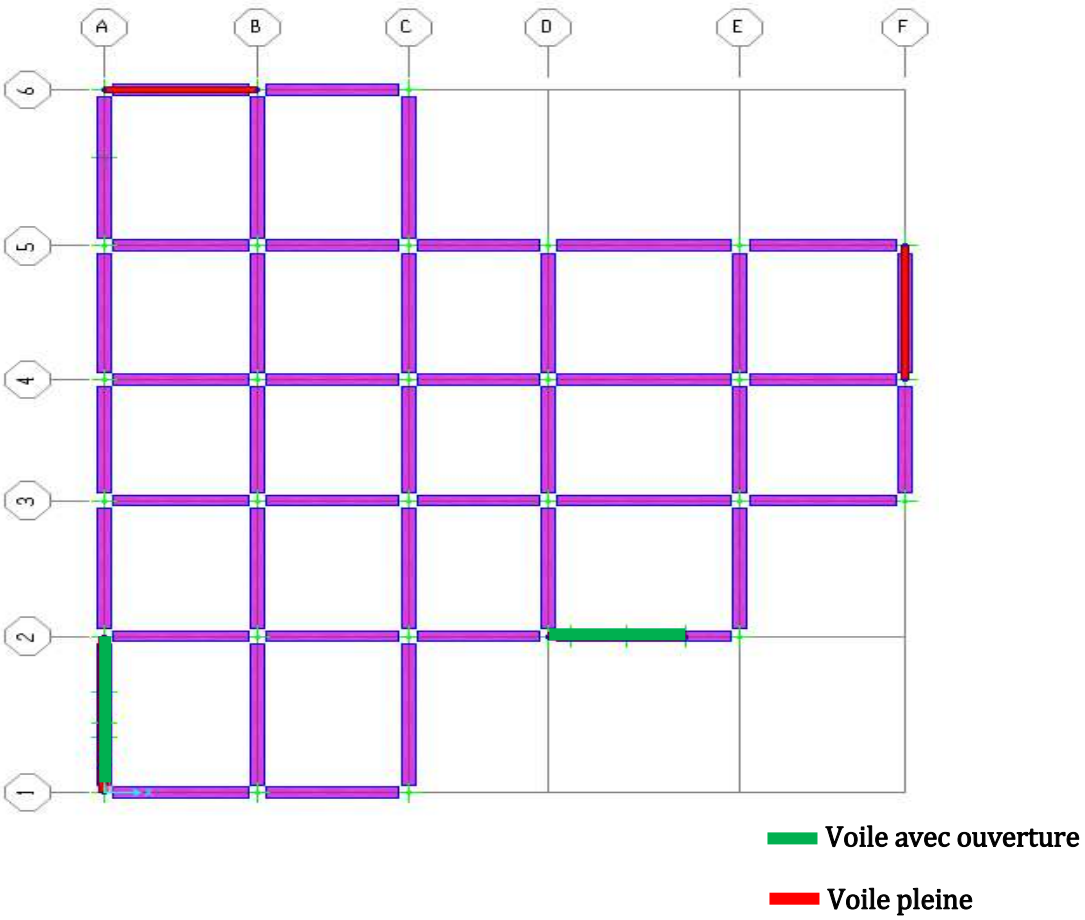



Figure 4-2-a : disposition des voiles du bloc

Tableau 4-1 : Calcule du centre de masse

| Niveau(m) | ∑Wi (kN) | ∑Wi*Xi | ∑Wi*Yi | $X_G$(m) | $Y_G$(m) |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3892.02 | 45380.95 | 19888.22 | 11.66 | 5.11 |
| +20.58 | 3872.78 | 44110.96 | 19828.63 | 11.39 | 5.12 |
| +17.52 | 3872.78 | 44110.96 | 19828.63 | 11.39 | 5.12 |
| +14.46 | 3872.78 | 44110.96 | 19828.63 | 11.39 | 5.12 |
| +11.40 | 3693.74 | 42256.39 | 19835.38 | 11.44 | 5.37 |
| +8.34 | 3671.27 | 42109.47 | 20302.12 | 11.47 | 5.53 |
| +4.20 | 4447.26 | 51810.58 | 17033.01 | 11.65 | 3.83 |

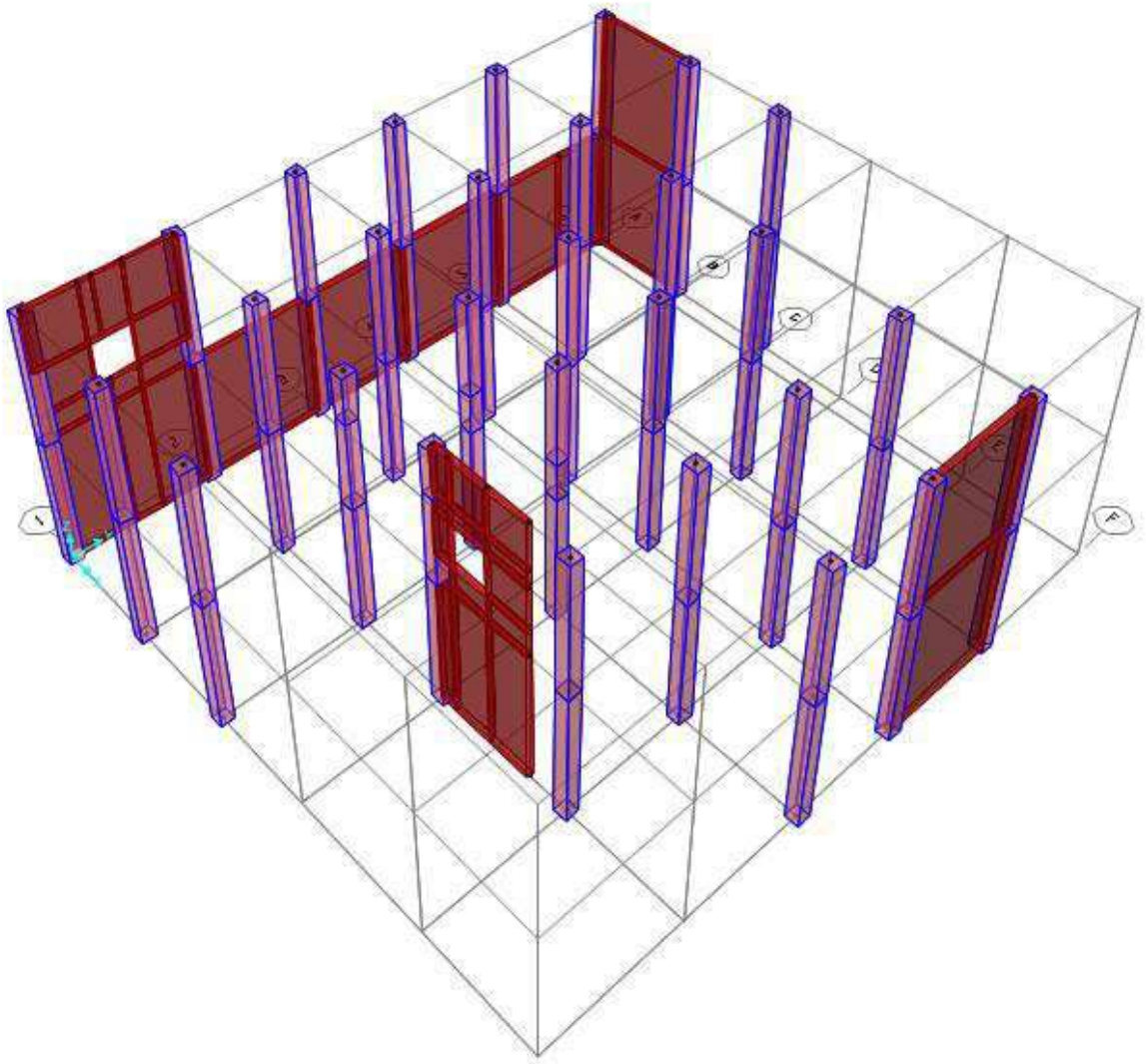


Figure 4-2-b : disposition des voiles en 3D du bloc A

### IV.2.a.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$I_x$ et $I_y$ : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
$X_i$, $Y_i$ : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
$X_T$, $Y_T$ : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$ ; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$ ; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

$a_n$: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$I_i$ : moment d'inertie des trumeaux.

$A_i$: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

$H_0$: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$ : Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$ : Voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \qquad \text{si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}\left(2 - 3\xi + \xi^3\right) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

**Remarque:** si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

| Niveau(m) | $\sum I_{Xi}$ | $\sum I_{Yi}$ | $\sum I_{Yi} * X_i$ | $\sum I_{Xi} * Y_i$ | $X_I$(m) | $Y_I$(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 0.2309 | 2.4657 | 1.3877 | 28.5528 | 11.58 | 6.01 |
| +20.58 | 0.2309 | 2.4657 | 1.3877 | 28.5528 | 11.58 | 6.01 |
| +17.52 | 0.2309 | 2.4657 | 1.3877 | 28.5528 | 11.58 | 6.01 |
| +14.46 | 0.2309 | 2.4657 | 1.3877 | 28.5528 | 11.58 | 6.01 |
| +11.40 | 0.2309 | 2.4657 | 1.3877 | 28.5528 | 11.58 | 6.01 |
| +8.34 | 0.2309 | 2.4657 | 1.3877 | 28.5528 | 11.58 | 6.01 |
| +4.20 | 3.6105 | 3.0638 | 22.5656 | 35.2337 | 11.58 | 6.25 |

## IV.2.a.3. Excentricité :

### IV.2.a.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique

| | Direction X | | | Direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau(m) | $X_G$(m) | $X_I$(m) | $E_{x\ Théo}$ (m) | $Y_G$(m) | $Y_I$(m) | $E_{y\ Théo}$ (m) |
| +23.64 | 11.66 | 11.58 | 0.08 | 5.11 | 6.01 | 0.89 |
| +20.58 | 11.39 | 11.58 | 0.19 | 5.12 | 6.01 | 0.87 |
| +17.52 | 11.39 | 11.58 | 0.19 | 5.12 | 6.01 | 0.87 |
| +14.46 | 11.39 | 11.58 | 0.19 | 5.12 | 6.01 | 0.87 |
| +11.40 | 11.44 | 11.58 | 0.14 | 5.37 | 6.01 | 0.62 |
| +8.34 | 11.47 | 11.58 | 0.11 | 5.53 | 6.01 | 0.48 |
| +4.20 | 11.65 | 11.58 | 0.15 | 3.83 | 6.25 | 2.45 |

**IV.2.a.3.2. Excentricité accidentelle :** [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le *tableau suivant :*

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

| Niveau (m) | $L_x$ (m) | $L_y$ (m) | $E_x$ (m) | $E_y$ (m) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |
| +20.58 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |
| +17.52 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |
| +14.46 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |
| +11.40 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |
| +8.34 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |
| +4.20 | 17.95 | 19.34 | 0.90 | 0.97 |

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale

| | Direction X | | | Direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau(m) | $E_{x\ Théo}$ | $E_{x\ ACC}$ | $E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$ | $E_{y\ Théo}$ | $E_{y\ ACC}$ | $E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$ |
| +23.64 | 0.08 | 0.90 | 0.98 | 0.89 | 0.97 | 1.86 |
| +20.58 | 0.19 | 0.90 | 1.09 | 0.87 | 0.97 | 1.86 |
| +17.52 | 0.19 | 0.90 | 1.09 | 0.87 | 0.97 | 1.86 |
| +14.46 | 0.19 | 0.90 | 1.09 | 0.87 | 0.97 | 1.86 |
| +11.40 | 0.14 | 0.90 | 1.04 | 0.62 | 0.97 | 1.59 |
| +8.34 | 0.11 | 0.90 | 1.01 | 0.48 | 0.97 | 1.45 |
| +4.20 | 0.15 | 0.90 | 1.05 | 2.45 | 0.97 | 3.42 |

IV.2.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

## IV. 2.b. Choix de la méthode de calcul

### IV. 2.b.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour le premier bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'SAP2000 15'.

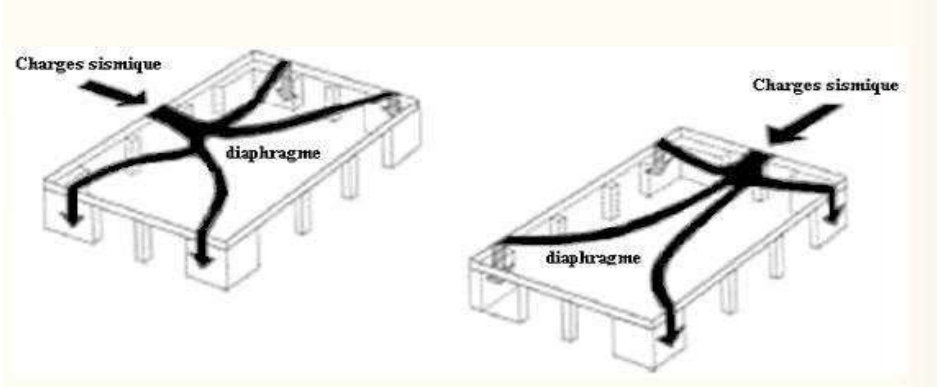
### IV.2.b.2. Méthode dynamique modale spectrale :

#### IV.2.b.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

#### IV. 2.b.2.2. Modélisation : ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.




## IV2.b.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

**a. Coefficient d'accélération A :** [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb, groupe d'usage 2) $A = 0{,}20$.

**b. facteur de correction d'amortissement η:**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

$\xi = 7$ [illegible] [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

**c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20[illegible] des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

**d. facteur de qualité Q :** [RPA : Tab.4.4.]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A

| Critère | | Suivant X | | Suivant Y | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | observé | Valeur | observé | Valeur |
| 1 | Conditions minimales sur les files de contreventement | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 2 | Redondance en plan | OUI | 0 | OUI | 0 |
| 3 | Régularité en plan | NON | 0.05 | NON | 0.05 |
| 4 | Régularité en élévation | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 5 | Contrôle de la qualité des matériaux | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 6 | Contrôle de la qualité de l'exécution | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0,2 = 1,05$$
$$Q_Y = 1 + 0,2 = 1,05$$

**e. périodes caractéristiques :** [RPA : Tab.4.7.]

## IV.2.c. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

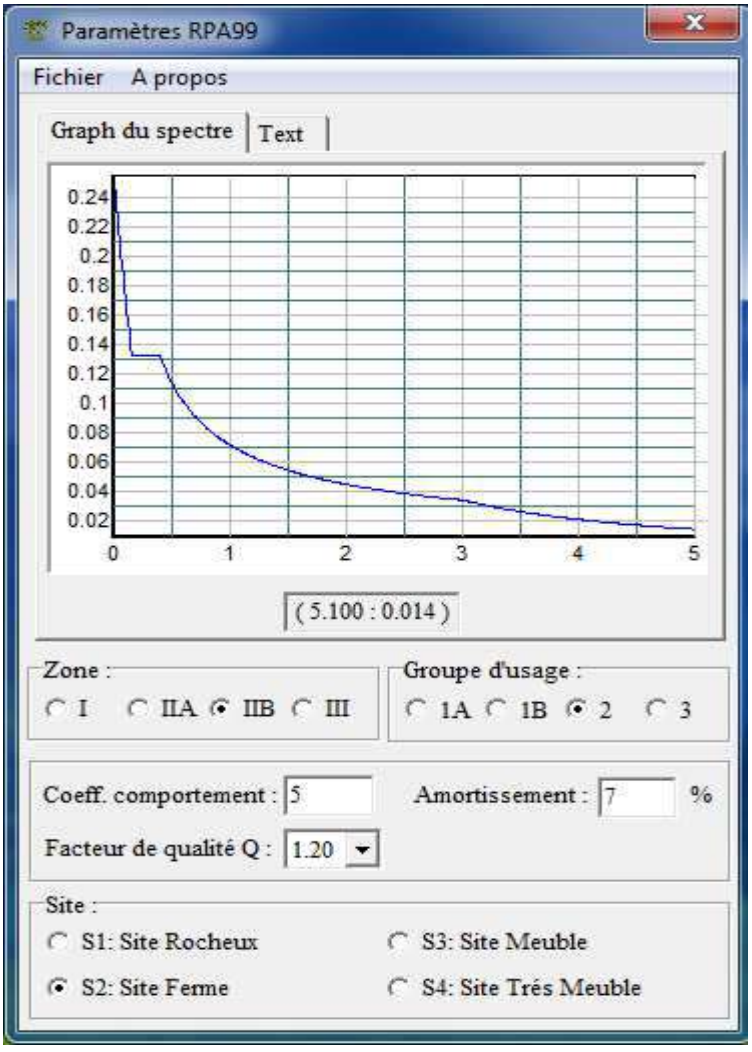
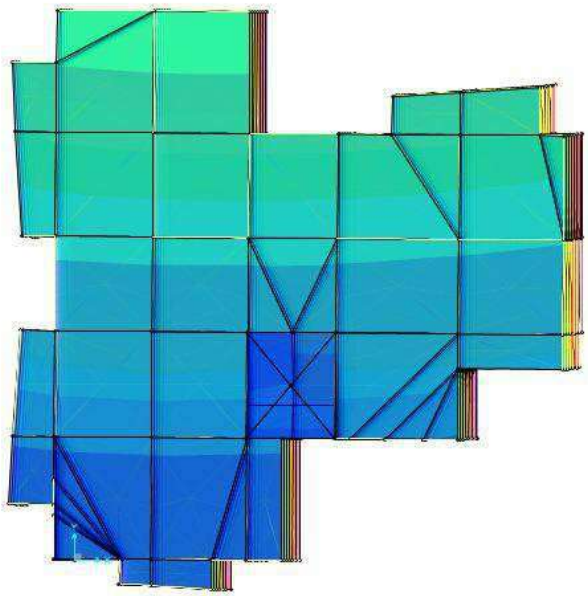
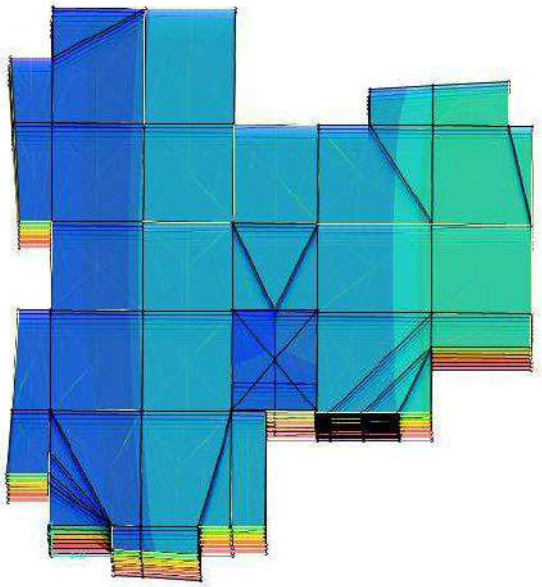



Figure 4-3 : Spectre de réponse

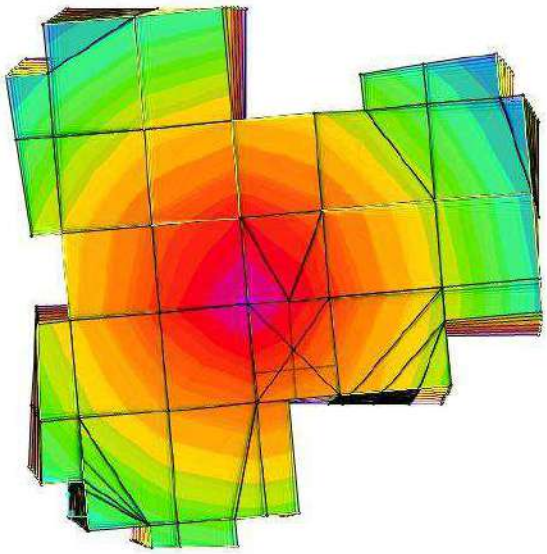
## IV.2.c.1. Vérification de comportement :



Mode 01 : translation suivant l'axe X



Mode 02 : translation suivant l'axe Y



Mode 03 : rotation autour de l'axe Z

Figure 4-4 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

| Mode 1 | Mode 2 | Mode 3 |
|---|---|---|
| translation suivant l'axe X | translation suivant l'axe Y | rotation autour de l'axe z |

## IV. 2.c.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau 4-8: Coefficient de participation massique

| Mode | Période (s) | Cumul des masses modales effectives ( ) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Sens x | Sens y | Sens z |
| 1 | 0.691 | 72.83 | 1.24 | 0.00 |
| 2 | 0.614 | 74.67 | 65.33 | 0.00 |
| 3 | 0.507 | 75.33 | 68.90 | 15.00 |
| 4 | 0.202 | 89.27 | 68.92 | 15.04 |
| 5 | 0.159 | 89.31 | 84.67 | 16.05 |
| 6 | 0.125 | 90.18 | 84.74 | 23.00 |
| 7 | 0.097 | 94.24 | 84.75 | 25.64 |
| 8 | 0.092 | 94.29 | 84.77 | 49.00 |
| 9 | 0.089 | 94.34 | 84.77 | 49.43 |
| 10 | 0.087 | 94.37 | 84.98 | 50.53 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 11 | 0.083 | 94.37 | 85.10 | 58.34 |
| 12 | 0.083 | 94.70 | 85.12 | 59.15 |
| 13 | 0.082 | 94.78 | 85.24 | 60.29 |
| 14 | 0.079 | 94.79 | 85.25 | 63.42 |
| 15 | 0.077 | 94.79 | 85.33 | 63.43 |
| 16 | 0.073 | 94.80 | 85.48 | 65.98 |
| 17 | 0.073 | 94.80 | 85.51 | 66.00 |
| 18 | 0.072 | 94.96 | 89.17 | 66.12 |
| 19 | 0.071 | 94.99 | 89.47 | 66.12 |
| 20 | 0.070 | 94.99 | 89.63 | 67.92 |
| 21 | 0.067 | 94.99 | 89.67 | 68.32 |
| 22 | 0.065 | 95.01 | 89.68 | 68.54 |
| 23 | 0.063 | 95.01 | 89.68 | 69.42 |
| 24 | 0.062 | 95.10 | 89.68 | 69.98 |
| 25 | 0.061 | 96.96 | 89.84 | 70.43 |
| 26 | 0.060 | 97.65 | 89.92 | 70.61 |
| 27 | 0.058 | 97.68 | 89.92 | 71.17 |
| 28 | 0.058 | 97.70 | 89.93 | 71.22 |
| 29 | 0.057 | 97.76 | 89.95 | 71.85 |
| 30 | 0.056 | 97.77 | 89.98 | 71.87 |
| 31 | 0.056 | 97.79 | 90.05 | 72.40 |

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 31ème mode.

## IV. 2.c.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 . [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
$h_N$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.50 s
Ty=0.51 s

Tableau 4-9 : vérification des périodes

| | $T_{empirique}(s)$ | $T_{numérique}(s)$ | $1.3*T_{emp}$ | $T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 0.50 | 0.65 | 0.65 | OUI |
| Y | 0.51 | 0.65 | 0.66 | OUI |

## IV. 2.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80 de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

## a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

**A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,20

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 ? tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0,09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 1.89

Dy= 1.94

**R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5

**Q : facteur de qualité**

$Q_x$=$Q_y$=1.05

**W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ tableau 4.5

W= 25728.361 kN

Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

| A | $D_x$ | $D_y$ | R | $Q_x$ | $Q_y$ | $\sum W_i$ (kN) | $V_x$ (kN) | $V_y$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | 1.89 | 1.94 | 5 | 1.05 | 1.05 | 25728.361 | 2042.31 | 2096.34 |

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

| | V (kN) | Vt (kN) | 0.8*V | $V_t \geq 0.8*V$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 2042.31 | 1867.25 | 1633.84 | OUI |
| Y | 2096.34 | 1929.82 | 1677.04 | OUI |

## IV. 2.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

$F_{ix}$, $F_{iy}$: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
$h_i$ : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mt_x = X_G.Wi$ , $Mt_Y = G_Y.Wi$

Avec :

$X_G$ , $Y_G$ : les coordonnées du centre de gravité de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

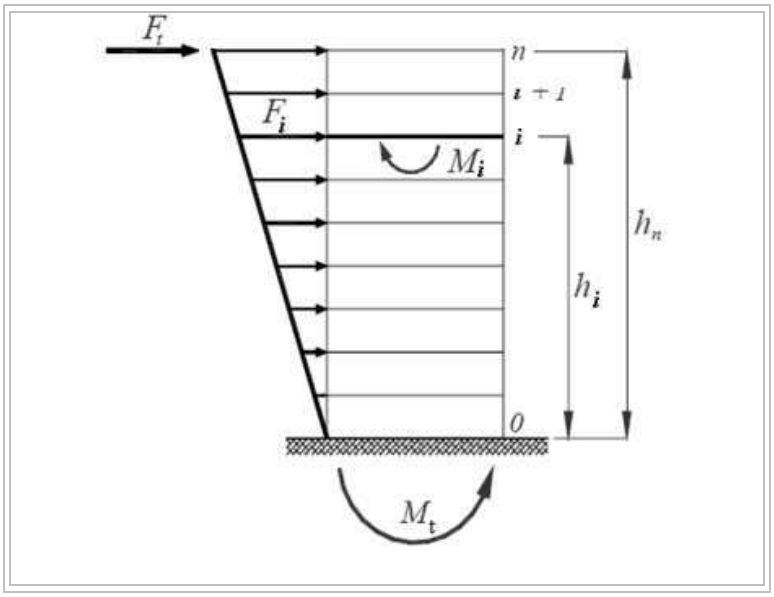



Figure 4-5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

## IV. 2.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,50 s → Ft = 0
- TY = 0,51 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left( \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y = \alpha_Y . V_Y$$

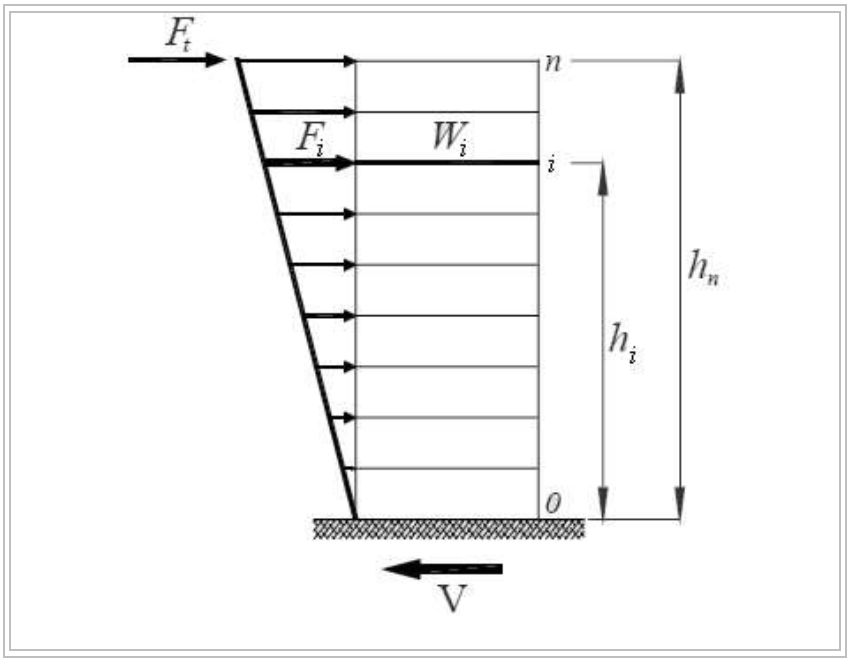



Figure 4-6 : Distribution des forces sismiques

$V_X$ =1868.35kN

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

| hi (m) | $W_i$ (kN) | $W_i h_i$ | $\alpha_x$ | $F_{ix}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3238.34 | 76554.36 | 0.23 | 464.28 |
| +20.58 | 3269.56 | 67287.54 | 0.18 | 370.54 |
| +17.52 | 3398.56 | 59542.77 | 0.18 | 361.11 |
| +14.46 | 3430.61 | 49606.62 | 0.15 | 300.85 |
| +11.40 | 3467.68 | 39531.55 | 0.12 | 239.75 |
| +8.34 | 3584.83 | 29897.48 | 0.09 | 181.32 |
| +4.20 | 4015.15 | 16863.63 | 0.05 | 102.27 |
| SOMME | | 308066.36 | 1 | 2020.12 |

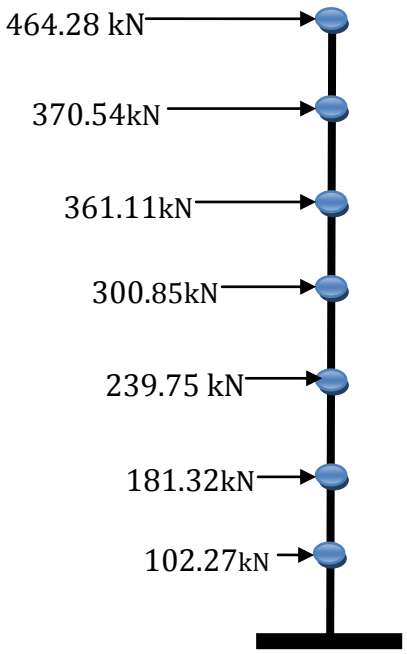



Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$V_Y = 1929.83$ kN

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

| hi (m) | $W_i$ (kN) | $W_i h_i$ | $\alpha_y$ | $F_{iy}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3238.34 | 76554.36 | 0.23 | 479.56 |
| +20.58 | 3269.56 | 67287.54 | 0.18 | 382.73 |
| +17.52 | 3398.56 | 59542.77 | 0.18 | 373.00 |
| +14.46 | 3430.61 | 49606.62 | 0.15 | 310.75 |
| +11.40 | 3467.68 | 39531.55 | 0.12 | 247.64 |
| +8.34 | 3584.83 | 29897.48 | 0.09 | 187.29 |
| +4.20 | 4015.15 | 16863.63 | 0.05 | 105.64 |
| SOMME | | 339283.96 | 1 | 2086.61 |

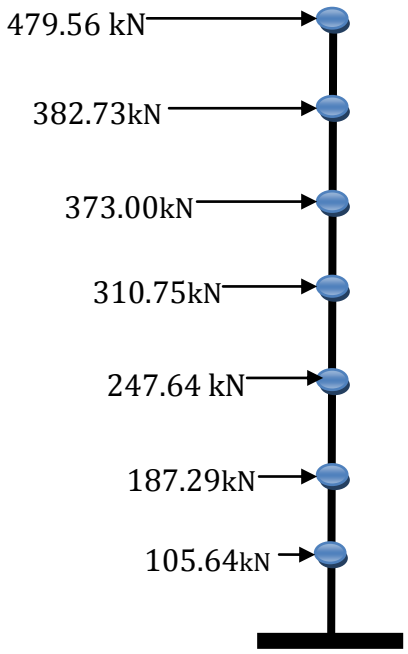



Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant

## IV. 2.c.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement

| hi (m) | $F_{ix}$ (KN) | $F_{iy}$ (KN) | $M_{oxi}$ (KN.m) | $M_{oyi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 464.28 | 479.56 | 10975.67 | 11336.84 |
| +20.58 | 218.76 | 225.95 | 4501.99 | 4650.13 |
| +17.52 | 361.11 | 373.00 | 6326.69 | 6534.88 |
| +14.46 | 300.85 | 310.75 | 4350.32 | 4493.48 |
| +11.40 | 239.75 | 247.64 | 2733.14 | 2823.08 |
| +8.34 | 181.32 | 187.29 | 1512.22 | 1561.98 |
| +4.20 | 102.27 | 105.64 | 429.55 | 443.69 |
| ∑Mo | | | 31530.81 | 32568.36 |

## IV. 2.c.5. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant

| Niveau (m) | $W_i$ (KN) | $X_G$(m) | $Y_G$(m) | $M_{oxi}$ (KN.m) | $M_{oyi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3238.34 | 11.66 | 5.11 | 10975.67 | 11336.84 |
| +20.58 | 1752.67 | 11.39 | 5.12 | 22854.22 | 31747.43 |
| +17.52 | 3398.56 | 11.39 | 5.12 | 6326.69 | 6534.88 |
| +14.46 | 3430.61 | 11.39 | 5.12 | 4350.32 | 4493.48 |
| +11.40 | 3467.68 | 11.44 | 5.37 | 2733.14 | 2823.08 |
| +8.34 | 3584.83 | 11.47 | 5.53 | 1512.22 | 1561.98 |
| +4.20 | 4015.15 | 11.65 | 3.83 | 429.55 | 443.69 |
| ∑Mt | | | | 172279.08 | 237252.69 |

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-16 : Vérification de stabilisation

| $M_{tx}$ (kN.m) | $M_{ty}$ (kN.m) | $M_{ox}$ (kN.m) | $M_{oy}$ (kN.m) | $M_{tx}/M_{ox}$ | $M_{ty}/M_{oy}$ | $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 172279.08 | 237252.69 | 31530.81 | 32568.36 | 5.64 | 7.28 | OUI |

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

## IV. 2.c.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

$\delta_{ek}$ : Déplacement dù aux forces séismiques $F_i$.
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:
$\Delta$ k limite = 0.01 he

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

| Niveau (m) | $\delta_e$ (cm) | $\delta_k = R.\delta_e$ (cm) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | $0{,}01.h_e$ (cm) | $\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 1.59 | 7.94 | 1.01 | 3.06 | OUI |
| +20.58 | 1.39 | 6.93 | 1.10 | 3.06 | OUI |
| +17.52 | 1.17 | 5.83 | 1.16 | 3.06 | OUI |
| +14.46 | 0.93 | 4.67 | 1.24 | 3.06 | OUI |
| +11.40 | 0.69 | 3.43 | 1.20 | 3.06 | OUI |
| +8.34 | 0.45 | 2.24 | 1.49 | 4.14 | OUI |
| +4.20 | 0.15 | 0.74 | 0.74 | 4.20 | OUI |
| +0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens-Y

| Niveau (m) | $\delta_e$ (cm) | $\delta_k = R.\delta_e$ (cm) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | $0{,}01.h_e$ (cm) | $\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 1.23 | 6.06 | 0.98 | 3.06 | OUI |
| +20.58 | 1.01 | 5.08 | 1.02 | 3.06 | OUI |
| +17.52 | 0.81 | 4.06 | 1.02 | 3.06 | OUI |
| +14.46 | 0.61 | 3.03 | 1.00 | 3.06 | OUI |
| +11.40 | 0.41 | 2.02 | 0.90 | 3.06 | OUI |
| +8.34 | 0.23 | 1.12 | 0.93 | 4.14 | OUI |
| +4.20 | 0.04 | 0.19 | 0.19 | 4.2 | OUI |
| +0.00 | 0.00 | 0 | | | |

## IV. 2.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k".
$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
$h_k$ : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\square\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\square_K)}$$

Si $\square>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-19: Vérification l'effet P-Δ sens X

| $h_k$ (m) | $P_k$ (KN) | $F_{ix}$ (KN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\theta_x$ | $\theta\leq 0.10$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3238.34 | 464.28 | 1.01 | 0.023 | OUI |
| +20.58 | 1752.67 | 218.76 | 1.10 | 0.029 | OUI |
| +17.52 | 3398.56 | 361.11 | 1.16 | 0.036 | OUI |
| +14.46 | 3430.61 | 300.85 | 1.24 | 0.046 | OUI |
| +11.40 | 3467.68 | 239.75 | 1.20 | 0.056 | OUI |
| +8.34 | 3584.83 | 181.32 | 1.49 | 0.071 | OUI |
| +4.20 | 4015.15 | 102.27 | 0.74 | 0.069 | OUI |

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

| $h_k$ (m) | $P_k$ (KN) | $F_{iy}$ (KN) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $\theta_y$ | $\theta \leq 0.10$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3238.34 | 479.56 | 0.981 | 0.022 | OUI |
| +20.58 | 1752.67 | 225.95 | 1.019 | 0.026 | OUI |
| +17.52 | 3398.56 | 373 | 1.024 | 0.030 | OUI |
| +14.46 | 3430.61 | 310.75 | 1.009 | 0.036 | OUI |
| +11.40 | 3467.68 | 247.64 | 0.901 | 0.041 | OUI |
| +8.34 | 3584.83 | 187.29 | 0.938 | 0.043 | OUI |
| +4.20 | 4015.15 | 105.64 | 0.190 | 0.017 | OUI |

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV. 2.d. *Vérification de cisaillement des éléments :*

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec $\tau = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa) = 3.33$$ (page 112 BA guide de calcul)

On a une fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau} = min\left(0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right) = 3.26$$

RPA poteaux $\overline{\tau} = \rho_d * fc_{28} = 1.87$ (RPA99 version 2003 ART.

Avec ($\rho_d = 0.075\ si\ \lambda \geq 5\ et\ 0.04\ si\ \lambda < 5$)

IV. 2.d.1. 1. *poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q*

Section des poutres b*h=30*35 cm xcm

L'effort tranchant max = 100.829 kN

$$\tau = \frac{100.829 * 10\text{^}3}{300x350} = 0.96 < 3.33 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1. 2. *poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E*

Section des poutres b*h=30*35 cm xcm

L'effort tranchant max = 47.448 kN

$$\tau = \frac{47.448 * 10\text{^}3}{300x350} = 0.45 < 3.26 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1. 3. *poutre palière : sous combinaison G+Q+E*

Section des poutres b*h=25*30 cm xcm

L'effort tranchant max = 56.48 kN

$$\tau = \frac{56.48 * 10\text{^}3}{250x300} = 0.75 < 3.26 \qquad "C.V"$$

Tableau 4-21 : Vérification de cisaillement des poutres

| Eléments | section | $V_u$ (kN) | combinaison | $\tau$ ($Mpa$) | $\bar{\tau}$ ($Mpa$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30*35 | 100.82 | 1.35G+1.5Q | 0.96 | 3.26 | $C.V$ |
| Poutres secondaires | 30*30 | 47.44 | G+Q+E | 0.45 | 3.26 | $C.V$ |
| Poutres palières | 25*30 | 56.48 | G+Q+E | 0.75 | 3.26 | $C.V$ |

IV. 2.d.1. 4. *poteaux 40 x 40 :*

IV. 2.d.1. 4. *a.* Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=40*40 cm xcm

L'effort tranchant max = 69.43 kN

$$\tau = \frac{69.43 * 10\text{^}3}{400x400} = 0.43 < 1.87 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1.. 4. *b.* Sens -Y Sous V3 :

L'effort tranchant max = 86.45 kN

$$\tau = \frac{86.45 * 10\text{^}3}{400x400} = 0.54 < 1.87 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1.5. *poteaux 35 x 35 :*

IV. 2.d.1.5. *a.* Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=35*35 cm xcm

L'effort tranchant max = 55.74 kN

$$\tau = \frac{55.74 * 10\text{^}3}{350x350} = 0.45 < 1.87 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1.5. *b.* Sens-Y Sous V3 :

L'effort tranchant max = 47.94 kN

$$\tau = \frac{47.94 * 10\text{^}3}{350x350} = 0.39 < 1.87 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1.6. *poteaux 30 x 30:*

IV. 2.d.1.6.a. Sens-X Sous V2 :

Section des poutres b*h=30*30 cm xcm

L'effort tranchant max = 33.72 kN

$$\tau = \frac{33.72 * 10\text{^}3}{300x300} = 0.37 < 1.87 \qquad "C.V"$$

## IV. 2.d.1.6.b. Sens-Y Sous V3 :

L'effort tranchant max = 38.64 kN

$$\tau = \frac{38.64 * 10\text{^}3}{300x300} = 0.42 < 1.87 \qquad "C.V"$$

Tableau 4-22 : Vérification de cisaillement des poteaux

| Eléments | section | $V_u$ (kN) | | $\tau$ (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau (40x40) | 40x40 | $V_x$ | 69.43 | 0.43 | 1.87 | **C.V** |
| | | $V_y$ | 86.45 | 0.54 | | |
| Poteau (35x35) | 35x35 | $V_x$ | 55.74 | 0.45 | 1.87 | **C.V** |
| | | $V_y$ | 47.94 | 0.39 | | |
| Poteau (30x30) | 30x30 | $V_x$ | 33.72 | 0.37 | 1.87 | **C.V** |
| | | $V_y$ | 38.64 | 0.42 | | |

## IV. 2.d.1.7. Les voiles :

### IV. 2.d.1.7.1.les voiles pleins sous $E_{dy}$ :

Section des voiles b*h=20*360 cm xcm

L'effort tranchant max = 602.50 kN

$$\bar{\tau} = 0.2 * fc28$$

$$\tau = \frac{602.50 * 10\text{^}3}{3600x200} = 0.83 < 5 \qquad "C.V"$$

IV. 2.d.1.7.2.les voiles avec ouvertures :

Trumeaux sous $E_{dx}$ :

Section des trumeaux b*h= 20*120cm xcm

L'effort tranchant max = 299.68 kN

$$\tau = \frac{299.68 * 10\text{^}3}{1200x200} = 1.24 < 5 \qquad "C.V"$$

Linteaux sous $E_{dx}$ :

Section des linteaux b*h= 20*130cm xcm

L'effort tranchant max = 260.12 kN

$$\tau = \frac{260.12 * 10\text{^}3}{1300x200} = 1.00 < 5 \qquad "C.V"$$

Tableau 4-23 : Vérification de cisaillement des voiles

| Eléments | | section | $V_u$ (kN) | $\tau$ ($Mpa$) | $\bar{\tau}$ ($Mpa$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Voiles pleins | | 20x3060 | 602.50 | 0.83 | 5 | $C.V$ |
| Voiles avec ouvertures | linteaux | 20x130 | 260.12 | 1.00 | 5 | $C.V$ |
| | Trumeaux | 20x120 | 299.68 | 1.24 | 5 | $C.V$ |

IV. 2.d. *Vérification de l effort normal réduit :*

$$\tau = \frac{N_d}{B_c * fc_{28}} = 0.02 < 0.3$$

Section des poteaux a la base 40x40

L'effort normal max a la base = 1384.482 kN

$$\tau = \frac{1384.482 * 10\text{^}3}{450^2 * 25} = 0.2 < 0.3 \qquad "C.V"$$

## IV.3. Bloc B

Le calcul dynamique pour le bloc B sera mené de la même manière que pour le bloc A

La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc B pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

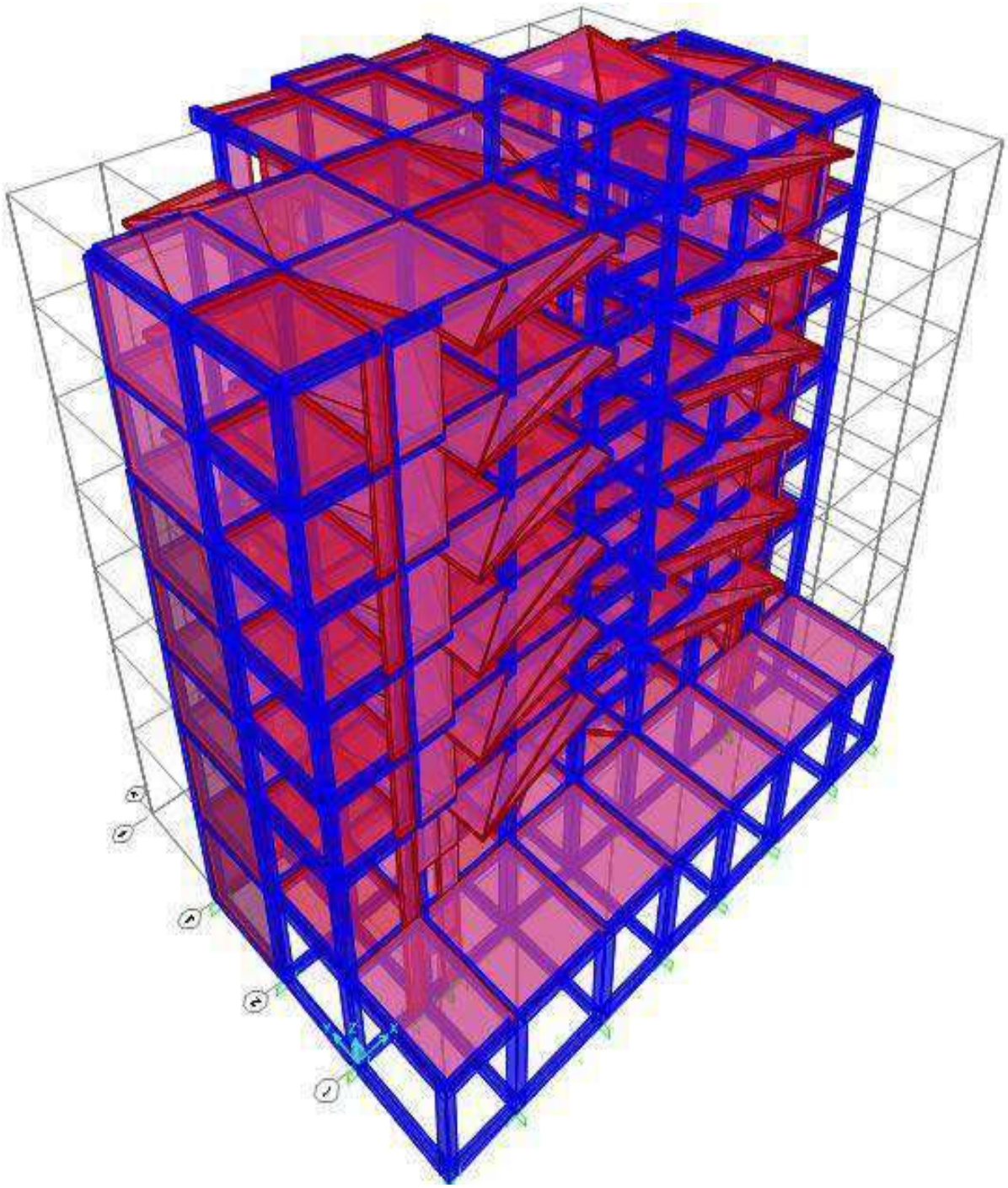


Figure 4-9 : Vue de la structure en 3D

## IV.3.a. Caractéristiques géométriques de la structure :

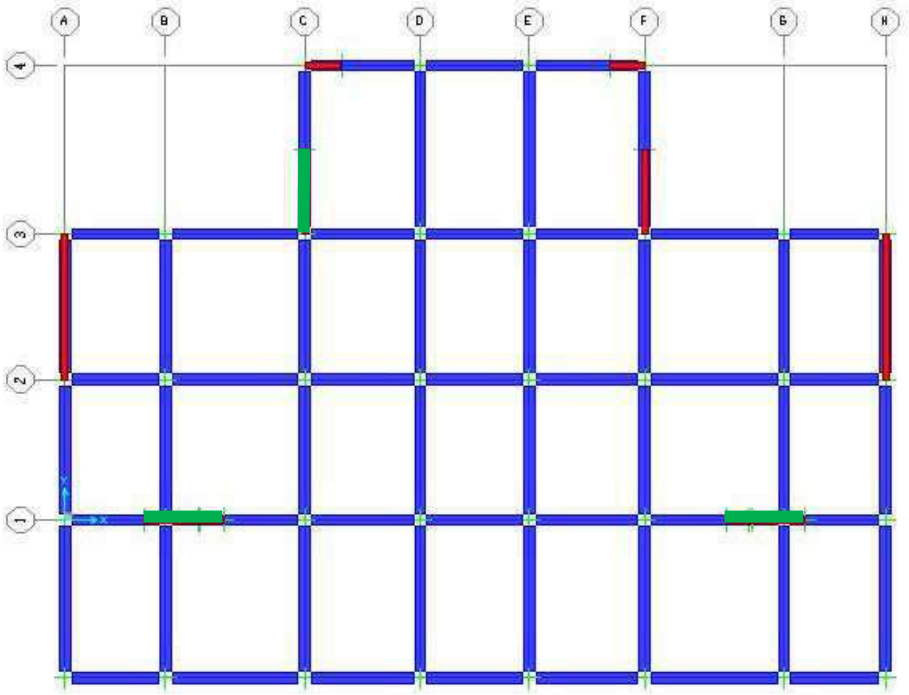



Figure 4-10-a : Disposition des voiles du Bloc B

### IV.3.a.1. Centre de masse :

Tableau 4-24 : Calcul du centre de masse

| Niveau(m) | ∑Wi (kN) | ∑Wi*Xi | ∑Wi*Yi | $X_G$(m) | $Y_G$(m) |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3816.43 | 44461.41 | 19501.96 | 11.65 | 5.11 |
| +20.58 | 3738.60 | 42470.50 | 19104.25 | 11.36 | 5.11 |
| +17.52 | 3769.77 | 42862.28 | 19263.52 | 11.37 | 5.11 |
| +14.46 | 3800.89 | 43216.12 | 19422.55 | 11.37 | 5.11 |
| +11.40 | 3621.86 | 41397.86 | 19449.39 | 11.43 | 5.37 |
| +8.34 | 3635.35 | 41697.46 | 20103.49 | 11.47 | 5.53 |
| +4.20 | 4447.26 | 51810.58 | 17033.01 | 11.65 | 3.83 |

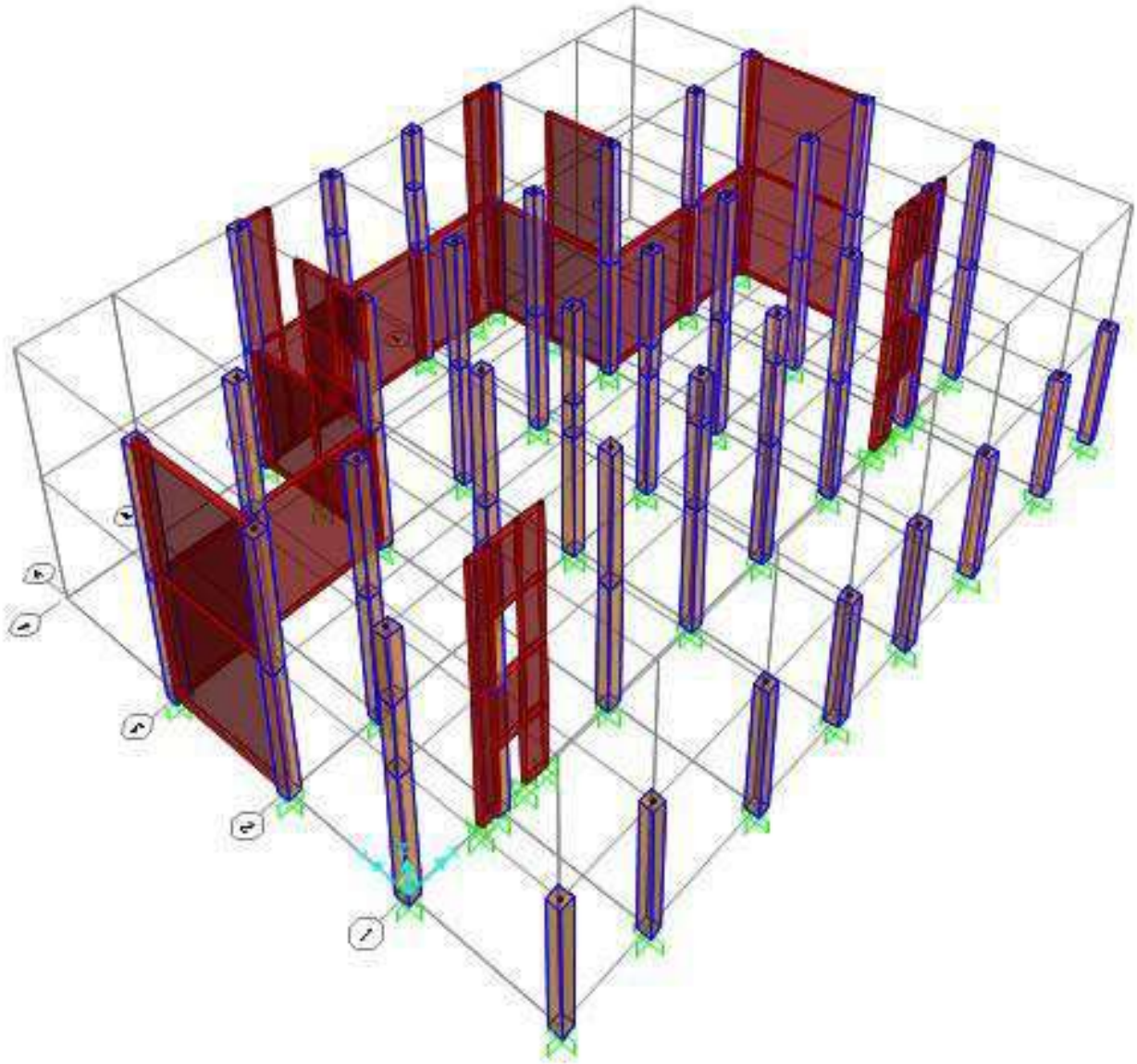


Figure 4-10-b : disposition des voiles en 3D du bloc B

### IV.3.a.2. Centre de torsion :

Tableau 4-25 : Calcule de centre de torsion

| Niveau(m) | $\sum I_{Xi}$ | $\sum I_{Yi}$ | $\sum I_{Yi}*X_i$ | $\sum I_{Xi}*Y_i$ | $X_I$(m) | $Y_I$(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 0.1965 | 2.4255 | 514.46 | 590.96 | 11.57 | 6.07 |
| +20.58 | 0.1965 | 2.4255 | 438.74 | 503.97 | 11.57 | 6.07 |
| +17.52 | 0.2126 | 2.4416 | 376.62 | 432.61 | 11.58 | 5.95 |
| +14.46 | 0.2126 | 2.4416 | 313.40 | 360.00 | 11.58 | 5.95 |
| +11.40 | 0.2126 | 2.4416 | 235.44 | 270.45 | 11.58 | 5.95 |
| +8.34 | 0.1375 | 2.4663 | 172.89 | 198.59 | 11.58 | 5.85 |
| +4.20 | 3.5172 | 3.0644 | 106.51 | 122.35 | 11.50 | 6.16 |

### IV.3.a.3. Excentricité :

### IV.3.a.3.1. Excentricité théorique (statique) :

Tableau 4-26 : Calcule d'excentricité théorique

| | Direction X | | | Direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau(m) | $X_G$(m) | $X_I$(m) | $E_{x\ Théo}$ (m) | $Y_G$(m) | $Y_I$(m) | $E_{y\ Théo}$ (m) |
| +23.64 | 11.65 | 11.57 | 0.08 | 5.11 | 6.07 | 0.96 |
| +20.58 | 11.36 | 11.57 | 0.21 | 5.11 | 6.07 | 0.96 |
| +17.52 | 11.37 | 11.58 | 0.21 | 5.11 | 5.95 | 0.84 |
| +14.46 | 11.37 | 11.58 | 0.21 | 5.11 | 5.95 | 0.84 |
| +11.40 | 11.43 | 11.58 | 0.15 | 5.37 | 5.95 | 0.58 |
| +8.34 | 11.47 | 11.58 | 0.11 | 5.53 | 5.85 | 0.32 |
| +4.20 | 11.65 | 11.50 | 0.15 | 3.83 | 6.16 | 2.33 |

Tableau 4-27 : Calcule d'excentricité accidentelle

| Niveau (m) | $L_x$ (m) | $L_y$ (m) | $E_x$ (m) | $E_y$ (m) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 23.70 | 13.35 | 1.18 | 0.67 |
| +20.58 | 23.70 | 13.35 | 1.18 | 0.67 |
| +17.52 | 23.70 | 13.35 | 1.18 | 0.67 |
| +14.46 | 23.70 | 13.35 | 1.18 | 0.67 |
| +11.40 | 23.70 | 13.35 | 1.18 | 0.67 |
| +8.34 | 23.70 | 13.35 | 1.18 | 0.67 |
| +4.20 | 23.70 | 17.90 | 1.18 | 0.90 |

Tableau 4-28 : Calcule d'excentricité totale

| Niveau (m) | Direction X | | | Direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E_{x\ Théo}$ | $E_{x\ ACC}$ | $E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$ | $E_{y\ Théo}$ | $E_{y\ ACC}$ | $E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$ |
| +23.64 | 0.08 | 1.18 | 1.1 | 0.96 | 0.67 | 0.29 |
| +20.58 | 0.21 | 1.18 | 0.97 | 0.96 | 0.67 | 0.29 |
| +17.52 | 0.21 | 1.18 | 0.97 | 0.84 | 0.67 | 0.17 |
| +14.46 | 0.21 | 1.18 | 0.97 | 0.84 | 0.67 | 0.17 |
| +11.40 | 0.15 | 1.18 | 1.03 | 0.58 | 0.67 | 0.09 |
| +8.34 | 0.11 | 1.18 | 1.07 | 0.32 | 0.67 | 0.35 |
| +4.20 | 0.15 | 1.18 | 1.03 | 2.33 | 0.90 | 1.43 |

## IV. 3.b . Modélisation :

**a. Coefficient d'accélération A :** [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone IIb, groupe d'usage 2) = 0,20 .

**b. facteur de correction d'amortissement η:**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

**c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**
Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003 : R = 5.

**d. facteur de qualité Q :** [RPA : Tab.4.4.]

Tableau 4-29 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B

| Critère | | Suivant X | | Suivant Y | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | observé | Valeur | observé | Valeur |
| 1 | Conditions minimales sur les files de contreventement | OUI | 0.00 | OUI | **0.00** |
| 2 | Redondance en plan | OUI | 0.00 | OUI | **0.00** |
| 3 | Régularité en plan | N0N | 0.05 | NON | **0.05** |
| 4 | Régularité en élévation | OUI | 0.00 | OUI | **0.00** |
| 5 | Contrôle de la qualité des matériaux | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 6 | Contrôle de la qualité de l'exécution | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0,2 = 1,05$$
$$Q_Y = 1 + 0,2 = 1,05$$

**e. périodes caractéristiques :** [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,s \\ T_2 = 0{,}4\,s \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

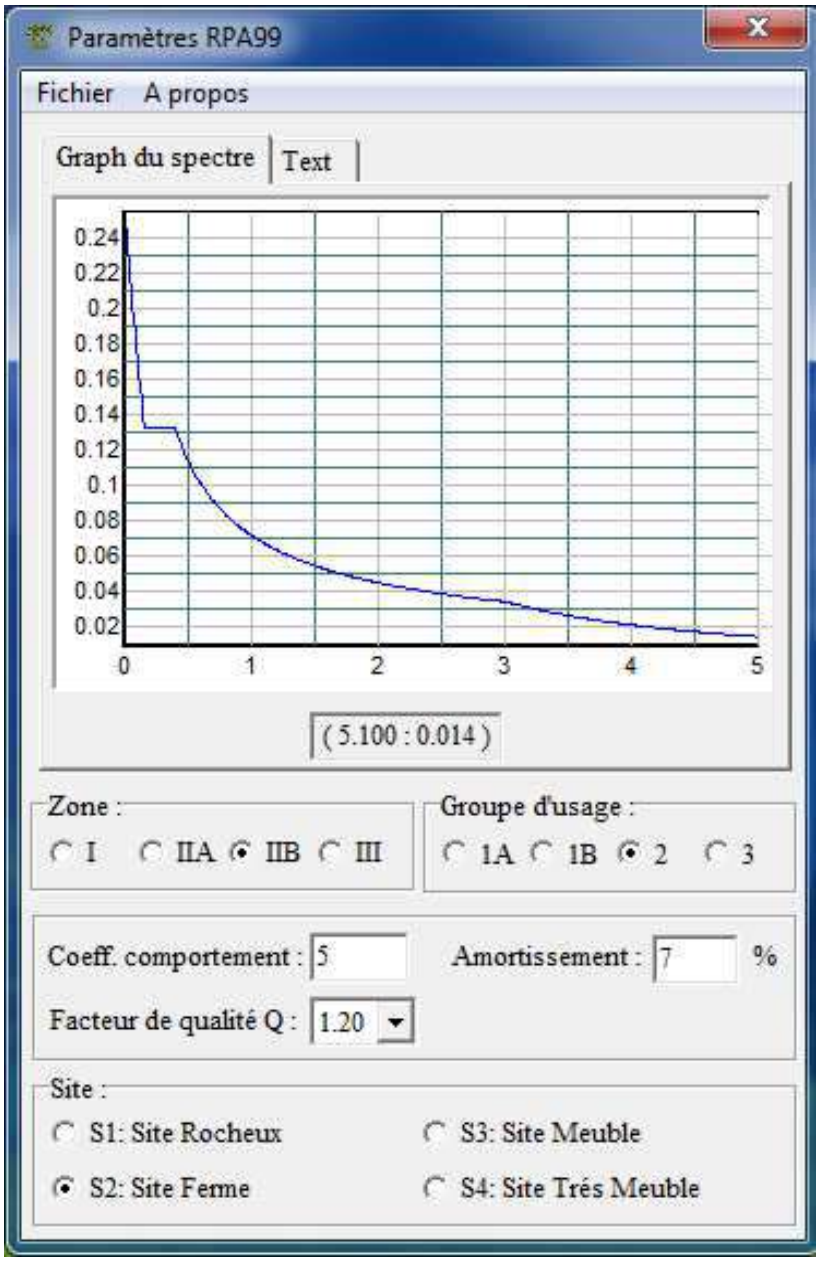
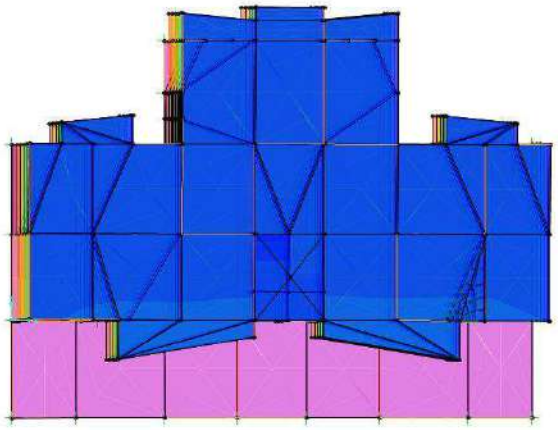


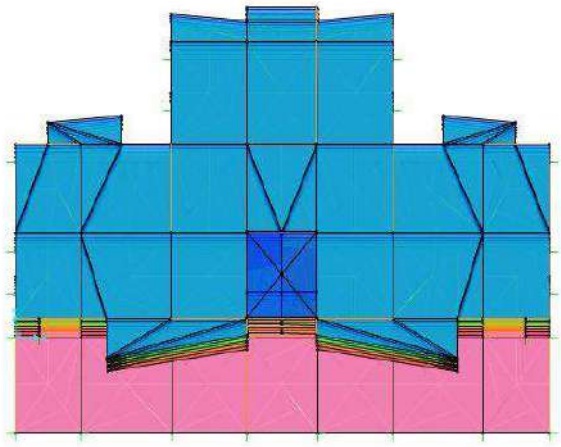

Figure 4-11 : Spectre de réponse

## IV.3.c. Résultats de l'analyse dynamique :

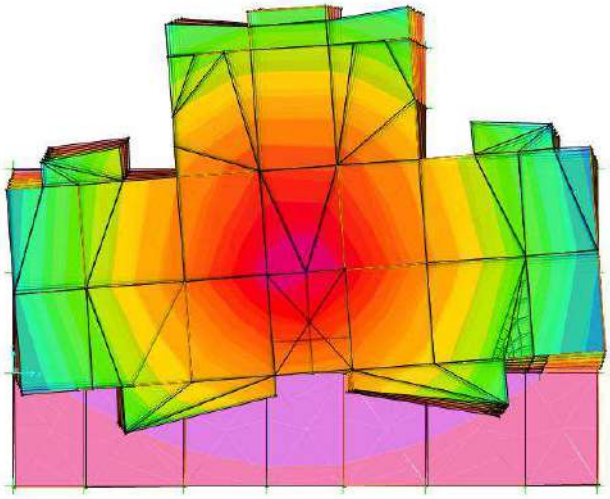
### IV.3.c.1. Vérification de comportement :



Mode 01: translation suivant l'axe X



Mode 02 : translation suivant l'axe Y



Mode 03 : rotation autour de l'axe Z

Figure 4-12: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B

Tableau 4-30 : Le comportement des trois premiers modes

| Mode 1 | Mode 2 | Mode 3 |
|---|---|---|
| translation suivant l'axe X | Translation suivant l'axe Y | rotation autour de l'axe z |

## IV. 3.c.2. Vérification de participation massique :

Tableau 4-31 : Coefficient de participation massique

| Mode | Période (s) | Cumul des masses modales effectives (□ ) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Sens x | Sens y | Sens z |
| 1 | 0.603 | 72.86□ | 0.00□ | 0.00□ |
| 2 | 0.486 | 72.86□ | 70.78□ | 0.06□ |
| 3 | 0.401 | 73.30□ | 70.93□ | 0.06□ |
| 4 | 0.191 | 83.02□ | 70.93□ | 0.06□ |
| 5 | 0.133 | 83.02□ | 85.54□ | 0.59□ |
| 6 | 0.114 | 83.33□ | 85.54□ | 0.59□ |
| 7 | 0.112 | 83.34□ | 86.76□ | 0.59□ |
| 8 | 0.109 | 84.45□ | 86.80□ | 0.59□ |
| 9 | 0.098 | 84.48□ | 86.80□ | 3.26□ |
| 10 | 0.097 | 84.48□ | 86.85□ | 38.81□ |
| 11 | 0.094 | 86.74□ | 86.86□ | 38.83□ |
| 12 | 0.082 | 86.74□ | 86.86□ | 38.83□ |
| 13 | 0.081 | 86.74□ | 86.86□ | 40.76□ |
| 14 | 0.076 | 86.75□ | 86.86□ | 40.77□ |
| 15 | 0.075 | 86.75□ | 86.86□ | 40.77□ |
| 16 | 0.075 | 86.75□ | 86.86□ | 40.78□ |
| 17 | 0.075 | 86.75□ | 86.86□ | 40.78□ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 18 | 0.074 | 86.75 | 86.86 | 40.82 |
| 19 | 0.074 | 86.75 | 86.86 | 40.85 |
| 20 | 0.074 | 86.75 | 86.86 | 40.86 |
| 21 | 0.074 | 86.76 | 86.86 | 40.86 |
| 22 | 0.074 | 86.76 | 86.86 | 40.88 |
| 23 | 0.074 | 86.77 | 86.86 | 40.90 |
| 24 | 0.072 | 86.77 | 86.87 | 54.97 |
| 25 | 0.071 | 86.77 | 86.88 | 60.67 |
| 26 | 0.067 | 86.77 | 86.93 | 72.35 |
| 27 | 0.064 | 86.77 | 86.93 | 72.79 |
| 28 | 0.063 | 86.77 | 87.97 | 75.24 |
| 29 | 0.062 | 86.77 | 89.26 | 75.57 |
| 30 | 0.060 | 86.82 | 93.22 | 75.76 |
| 31 | 0.060 | 89.56 | 93.30 | 75.77 |
| 32 | 0.059 | 89.57 | 93.34 | 77.38 |
| 33 | 0.058 | 89.63 | 93.35 | 77.74 |
| 34 | 0.052 | **90.08** | **93.36** | 77.75 |

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 34ème mode.

## IV. 3.c.3. Vérification des périodes :

Tx= 0.50s
Ty=0.58s

Tableau 4-32 : vérification des périodes

| | $T_{empirique}(s)$ | $T_{numérique}(s)$ | $1.3*T_{emp}$ | $T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 0.5 | 0.6 | 0.6 | OUI |
| Y | 0.58 | 0.6 | 0.75 | OUI |

## IV. 3.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

### a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

**A : coefficient d'accélération de zone**

$A = 0,20$

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 ⍰ tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0,09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.07

Dy= 1.71

**R : coefficient de comportement global de la structure**

$R = 5$

**Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.05$

**W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ tableau 4.5

W=30614.36 kN

Tableau 4-33 : Calcul de la force sismique(M.S.E)

| A | $D_x$ | $D_y$ | R | $Q_x$ | $Q_y$ | $\sum W_i$ (kN) | $V_x$ (kN) | $V_y$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | 2.07 | 1.71 | 5 | 1.05 | 1.05 | 30614.36 | 2621.61 | 2198.71 |

Tableau 4-34 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

| | V (kN) | Vt (kN) | 0.8*V | $V_t \geq 0.8*V$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 2661.61 | 2433.47 | 2129.28 | OUI |
| Y | 2198.71 | 2478.93 | 1758.97 | OUI |

## IV. 3.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

### IV. 3.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

On a :

- TX = 0,50 s → Ft = 0
- TY = 0,58 s → Ft = 0

$V_X$ =2433.47 kN

Tableau 4-35 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

| hi (m) | $W_i$ (kN) | $W_ih_i$ | $\alpha_x$ | $F_{ix}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3816.43 | 90220.41 | 0.24 | 514.46 |
| +20.58 | 3738.6 | 76940.39 | 0.20 | 438.74 |
| +17.52 | 3769.77 | 66046.37 | 0.17 | 376.62 |
| +14.46 | 3800.89 | 54960.87 | 0.15 | 313.40 |
| +11.40 | 3621.86 | 41289.20 | 0.11 | 235.44 |
| +8.34 | 3635.35 | 30318.82 | 0.08 | 172.89 |
| +4.20 | 4447.26 | 18678.49 | 0.05 | 106.51 |
| SOMME | | 378454.55 | 1 | 2158.06 |

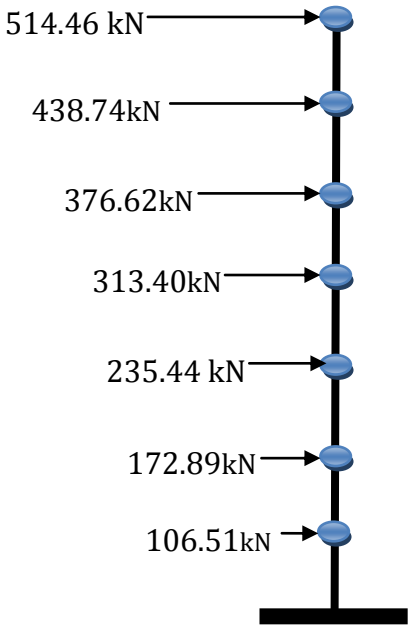



Figure 4-13 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$V_y$=2478.93 kN

Tableau 4-36 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

| hi (m) | $W_i$ (kN) | $W_i h_i$ | $\alpha_x$ | $F_{iY}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| | 3816.43 | 90220.41 | 0.24 | 590.96 |
| +20.58 | 3738.6 | 76940.39 | 0.20 | 503.97 |
| +17.52 | 3769.77 | 66046.37 | 0.17 | 432.61 |
| +14.46 | 3800.89 | 54960.87 | 0.15 | 360.00 |
| +11.40 | 3621.86 | 41289.20 | 0.11 | 270.45 |
| +8.34 | 3635.35 | 30318.82 | 0.08 | 198.59 |
| +4.20 | 4447.26 | 18678.49 | 0.05 | 122.35 |
| SOMME | | 378454.55 | 1 | 2478.93 |

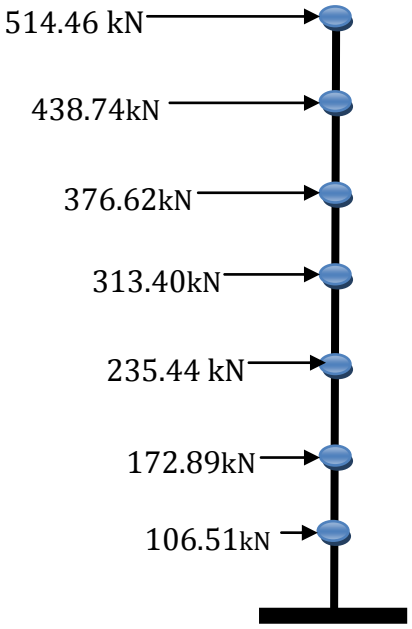



Figure 4-14 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

### IV. 3.c.5.2. Moment stabilisant:

Tableau 4-37 : calcul du moment stabilisant

| Niveau (m) | $W_i$ (KN) | $X_G$ | $Y_G$ | $M_{oxi}$ (KN.m) | $M_{oyi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3816.43 | 11.65 | 11.36 | 44461.41 | 19501.96 |
| +20.58 | 3738.6 | 11.37 | 11.37 | 42470.50 | 19104.25 |
| +17.52 | 3769.77 | 11.43 | 11.47 | 42862.28 | 19263.52 |
| +14.46 | 3800.89 | 11.65 | 5.11 | 43216.12 | 19422.55 |
| +11.40 | 3621.86 | 5.11 | 5.11 | 41397.86 | 19449.39 |
| +8.34 | 3635.35 | 5.11 | 5.37 | 41697.46 | 20103.49 |
| +4.20 | 4447.26 | 11.65 | 3.83 | 51810.58 | 17033.01 |
| ∑Mt | | | | 307916.21 | 133878.16 |

### IV. 3.c.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-38 : calcul du moment de renversement

| hi (m) | $F_{ix}$ (KN) | $F_{iy}$ (KN) | $M_{oxi}$ (KN.m) | $M_{oyi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 514.46 | 590.96 | 12161.92 | 13970.21 |
| +20.58 | 438.74 | 503.97 | 9029.21 | 10371.71 |
| +17.52 | 376.62 | 432.61 | 6598.31 | 7579.38 |
| +14.46 | 313.40 | 360.00 | 4531.81 | 5205.62 |
| +11.40 | 235.44 | 270.45 | 2684.05 | 3083.13 |
| +8.34 | 172.89 | 198.59 | 1441.88 | 1656.26 |
| +4.20 | 106.51 | 122.35 | 447.34 | 513.86 |
| ∑Mo | | | 36894.52 | 42380.16 |

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-39 : Vérification de stabilisation

| $M_{tx}$ (kN.m) | $M_{ty}$ (kN.m) | $M_{ox}$ (kN.m) | $M_{oy}$ (kN.m) | $M_{tx}/M_{ox}$ | $M_{ty}/M_{oy}$ | $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 307916.21 | 133878.16 | 36894.52 | 42380.16 | 8.35 | 3.16 | **OUI** |

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis –à- vis du renversement suivant les deux directions.

## IV. 3.c.6. Vérification des déplacements :

Tableau 4-40 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

| Niveau (m) | $\delta_e$ (cm) | $\delta_k = R.\delta_e$ (cm) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | $0{,}01.h_e$ (cm) | $\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 1.33 | 6.67 | 0.73 | 3.06 | OUI |
| +20.58 | 1.19 | 5.94 | 0.88 | 3.06 | OUI |
| +17.52 | 1.01 | 5.06 | 1.01 | 3.06 | OUI |
| +14.46 | 0.81 | 4.04 | 1.13 | 3.06 | OUI |
| +11.40 | 0.58 | 2.91 | 1.22 | 3.06 | OUI |
| +8.34 | 0.34 | 1.70 | 1.46 | 4.14 | OUI |
| +4.20 | 0.05 | 0.24 | 0.24 | 4.20 | OUI |
| +0.00 | 00 | 00 | | | |

Tableau 4-41 : Vérification des déplacements inter-étage sens-Y

| Niveau (m) | $\delta_e$ (cm) | $\delta_k = R.\delta_e$ (cm) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | $0{,}01.h_e$ (cm) | $\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 0.97 | 4.85 | 0.75 | 3.06 | OUI |
| +20.58 | 0.82 | 4.1 | 0.8 | 3.06 | OUI |
| +17.52 | 0.66 | 3.3 | 0.8 | 3.06 | OUI |
| +14.46 | 0.50 | 2.5 | 0.8 | 3.06 | OUI |
| +11.40 | 0.34 | 1.7 | 0.75 | 3.06 | OUI |
| +8.34 | 0.19 | 0.95 | 0.7 | 4.14 | OUI |
| +4.20 | 0.05 | 0.25 | 0.25 | 4.20 | OUI |
| +0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |

## IV. 3.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Tableau 4-42 : Vérification l'effet P-Δ sens-X

| $h_k$ (m) | $P_k$ (KN) | $F_{iy}$ (KN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\theta$ | $\theta \leq 0.10$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3816.43 | 590.96 | 4.85 | 0.102 | OUI |
| +20.58 | 3738.6 | 503.97 | 4.10 | 0.099 | OUI |
| +17.52 | 3769.77 | 432.61 | 3.30 | 0.094 | OUI |
| +14.46 | 3800.89 | 360.00 | 2.50 | 0.086 | OUI |
| +11.40 | 3621.86 | 270.45 | 1.70 | 0.074 | OUI |
| +8.34 | 3635.35 | 198.59 | 0.95 | 0.042 | OUI |
| +4.20 | 4447.26 | 122.35 | 0.25 | 0.022 | OUI |

Tableau 4-43 : Vérification l'effet P-Δ sens-Y

| $h_k$ (m) | $P_k$ (KN) | $F_{ix}$ (KN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\theta$ | $\theta \leq 0.10$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +23.64 | 3816.43 | 514.46 | 1.33 | 0.032 | OUI |
| +20.58 | 3738.6 | 438.74 | 1.19 | 0.033 | OUI |
| +17.52 | 3769.77 | 376.62 | 1.01 | 0.033 | OUI |
| +14.46 | 3800.89 | 313.40 | 0.81 | 0.032 | OUI |
| +11.40 | 3621.86 | 235.44 | 0.58 | 0.029 | OUI |
| +8.34 | 3635.35 | 172.89 | 0.34 | 0.017 | OUI |
| +4.20 | 4447.26 | 106.51 | 0.05 | 0.005 | OUI |

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée Vis- à- vis de l'effet P-Δ

## IV. 3.d. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale $d_{min}$ satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \qquad \text{(RPA99 ART.4-19)}$$

$\delta_1$ et $\delta_2$ : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

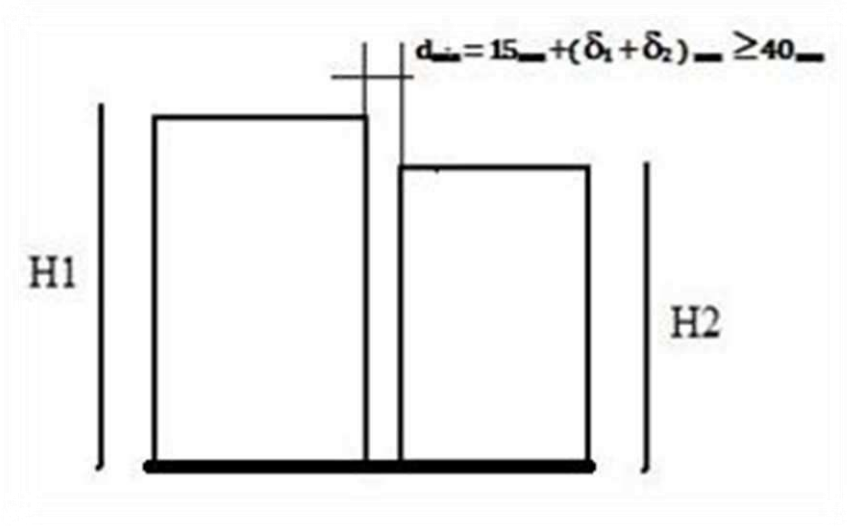



Figure 4-15 : largeur minimum du joint sismique

Tableau 4-45 : largeur minimum du joint sismique

| $\delta_1$ (mm) | $\delta_2$(mm) | $d_{min}$ (mm) | $d_{min} \geq 40$ mm | $d_{adoptée}$ (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 79.4 | 66.7 | 146 | OUI | 150 |

D'après les résultats des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau 4-46 : Vérification de cisaillement des poutres du Bloc B

| Eléments | section | $V_u$ (kN) | combinaison | $\tau$ $(Mpa)$ | $\overline{\tau}$ $(Mpa)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30*40 | 113 | **1.35G+1.5Q** | 0.94 | 3.33 | $C.V$ |
| Poutres secondaires | 30*35 | 218 | **G+Q+E** | 2.07 | 3.26 | $C.V$ |
| Poutres palières | 25*30 | 40.87 | **G+Q+E** | **0.54** | **3.26** | $C.V$ |

Tableau 4-47 : Vérification de cisaillement des poteaux du Bloc B

| Eléments | section | $V_u$ (kN) | | $\tau$ $(Mpa)$ | $\overline{\tau}$ $(Mpa)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poteau (40x40) | 40x40 | $V_x$ | 57.29 | 0.35 | 1.87 | $C.V$ |
| | | $V_y$ | 57.00 | 0.35 | | |
| Poteau (35x35) | 35x35 | $V_x$ | 66.46 | 0.54 | 1.87 | $C.V$ |
| | | $V_y$ | 36.43 | 0.29 | | |
| Poteau (30x30) | 30x30 | $V_x$ | 47.04 | 0.52 | 1.87 | $C.V$ |
| | | $V_y$ | 21.57 | 0.23 | | |

Tableau 4-48 : Vérification de cisaillement des voiles du Bloc B

| Eléments | | section | $V_u$ (kN) | $\tau$ $(Mpa)$ | $\overline{\tau}$ $(Mpa)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Voiles pleins | | 20x3060 | 608.07 | 0.99 | 5 | $C.V$ |
| Voiles avec ouvertures | linteaux | 20x207 | 190.20 | 0.46 | 5 | $C.V$ |
| | Trumeaux | 20x210 | 355.07 | 0.84 | 5 | $C.V$ |

## IV. 2.d. *Vérification de l effort normal réduit :*

$$\tau = \frac{N_d}{B_c * fc_{28}} = 0.21 < 0.3$$

Section des poteaux a la base 40x40

L'effort normal max a la base = 1083 kN

$$\tau = \frac{1083 * 10\text{^}3}{400^2 * 25} = 0.27 < 0.3 \qquad "C.V"$$

## IV.4. Bloc C

Le calcul dynamique pour le bloc C sera mené de la même manière que pour les blocs A et B.

La démarche théorique et réglementaire ayant été explicitée pour le bloc A, ainsi elle ne sera pas répétée pour le bloc C pour le quel on ne répétera que les résultats obtenus.

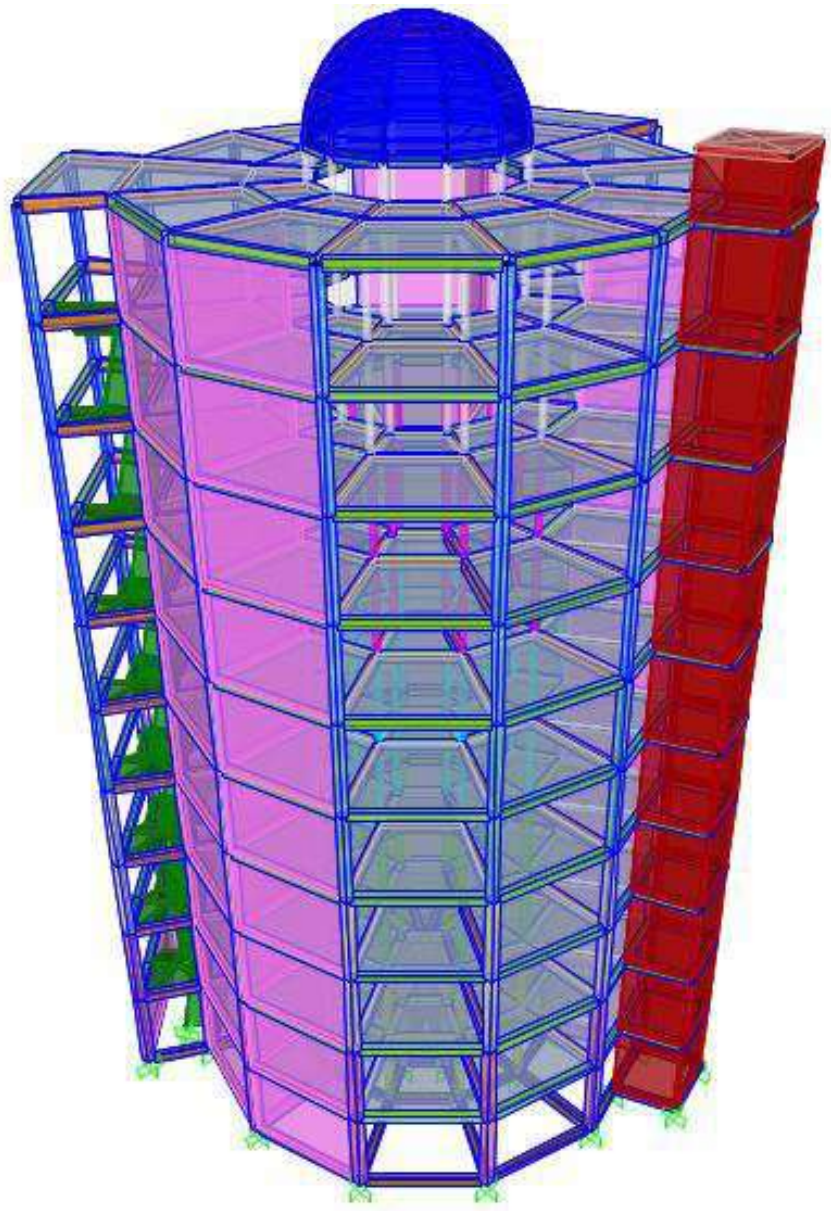


Figure 4-15 : la vue de structure en 3D

## IV.4.a. Caractéristiques géométriques de la structure :

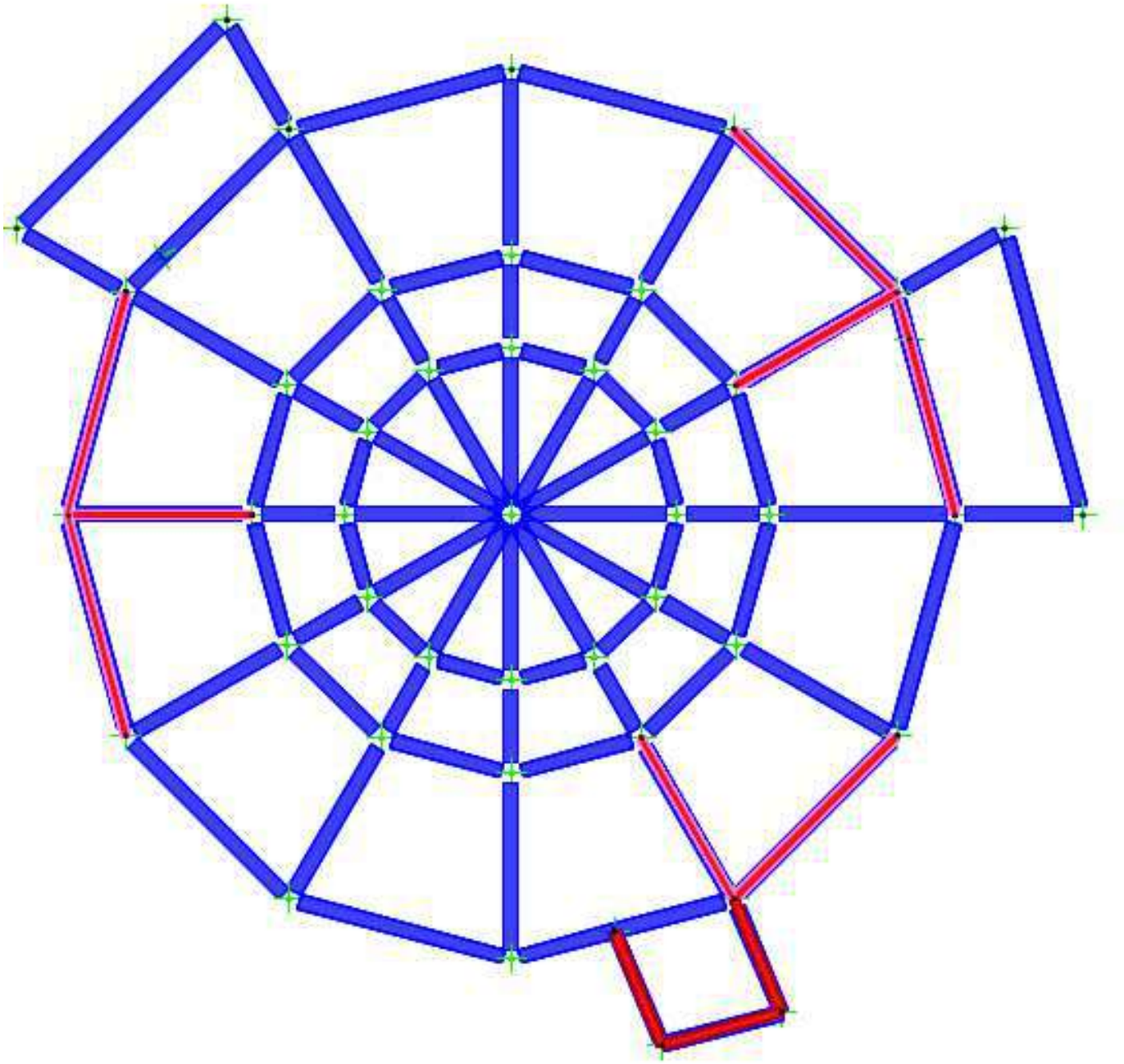


Figure 4-16-a : Disposition des voiles du bloc C

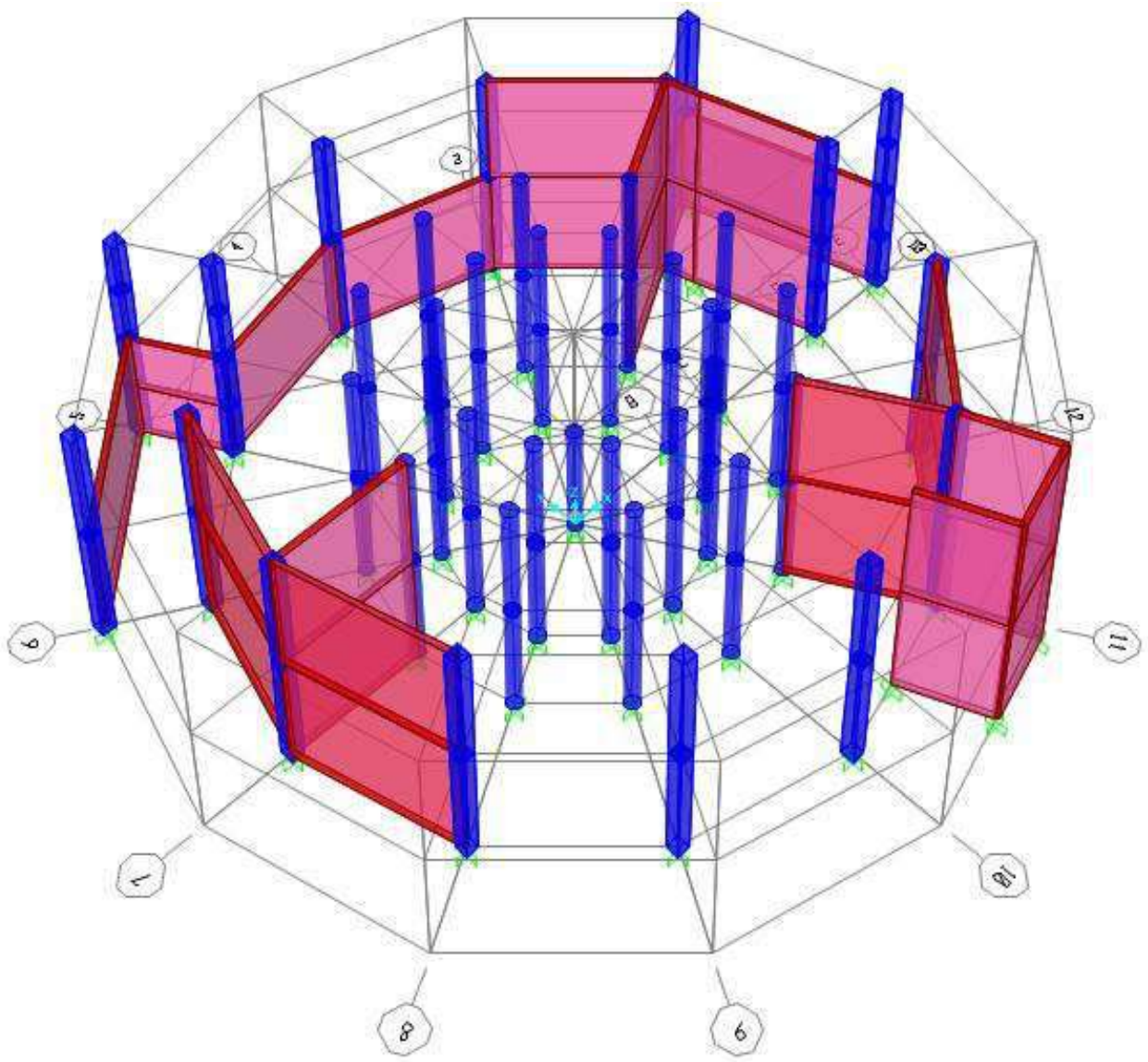


Figure 4-16-b : Disposition des voiles en 3D du bloc C

## IV.4.a.1. Centre de masse :

Tableau 4-49 : Calcule du centre de masse

| Niveau(m) | ∑Wi (kN) | ∑Wi*Xi | ∑Wi*Yi | $X_G$(m) | $Y_G$(m) |
|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4500.84 | 50769.48 | 50454.42 | 11.28 | 11.21 |
| +36.72 | 5105.52 | 57641.32 | 55650.17 | 11.29 | 10.90 |
| +32.64 | 5177.76 | 58405.13 | 56696.47 | 11.28 | 10.95 |
| +28.56 | 5208.41 | 58750.86 | 57032.09 | 11.28 | 10.95 |
| +24.48 | 5266.54 | 59353.91 | 57668.61 | 11.27 | 10.95 |
| +20.40 | 5324.67 | 60009.03 | 58305.14 | 11.27 | 10.95 |
| +16.32 | 5391.01 | 60702.77 | 59031.56 | 11.26 | 10.95 |
| +12.24 | 5457.36 | 61449.87 | 59812.67 | 11.26 | 10.96 |
| +8.16 | 5531.92 | 62234.10 | 60629.84 | 11.25 | 10.96 |
| +4.08 | 6438.69 | 72370.88 | 72499.65 | 11.24 | 11.26 |

## IV.4.a.2. Centre de torsion :

Tableau 4-50 : Calcule de centre de torsion

| Niveau(m) | $\sum I_{Xi}$ | $\sum I_{Yi}$ | $\sum I_{Yi} * X_i$ | $\sum I_{Xi} * Y_i$ | $X_I$(m) | $Y_I$(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 5.3375 | 10.4197 | 165.48 | 179.94 | 12.45 | 9.64 |
| +36.72 | 5.3375 | 10.4197 | 66.45 | 100.45 | 12.45 | 9.64 |
| +32.64 | 5.3456 | 10.4278 | 65.92 | 100.97 | 12.35 | 9.69 |
| +28.56 | 5.3456 | 10.4278 | 66.02 | 101.05 | 12.35 | 9.69 |
| +24.48 | 5.3673 | 10.4495 | 64.63 | 102.71 | 12.09 | 9.85 |
| +20.40 | 5.3673 | 10.4495 | 64.89 | 102.93 | 12.09 | 9.85 |
| +16.32 | 5.3996 | 10.4818 | 63.71 | 104.50 | 11.87 | 10.00 |
| +12.24 | 5.3996 | 10.4818 | 64.09 | 104.82 | 11.87 | 10.00 |
| +8.16 | 5.4455 | 10.5276 | 63.12 | 106.29 | 11.69 | 10.14 |
| +4.08 | 13.2916 | 18.6661 | 58.70 | 125.59 | 10.78 | 11.93 |

### IV.4.a.3. Excentricité :

### IV.4.a.3.1. Excentricité théorique (statique) :

Tableau 4-51 : Calcule d'excentricité théorique

| | Direction X | | | Direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau(m) | $X_G$(m) | $X_I$(m) | $E_{x\ Théo}$ (m) | $Y_G$(m) | $Y_I$(m) | $E_{y\ Théo}$ (m) |
| +40.80 | 11.28 | 12.45 | 1.17 | 11.21 | 9.64 | 1.57 |
| +36.72 | 11.29 | 12.45 | 1.16 | 10.90 | 9.64 | 1.26 |
| +32.64 | 11.28 | 12.35 | 1.07 | 10.95 | 9.69 | 1.26 |
| +28.56 | 11.28 | 12.35 | 1.07 | 10.95 | 9.69 | 1.26 |
| +24.48 | 11.27 | 12.09 | 0.82 | 10.95 | 9.85 | 1.1 |
| +20.40 | 11.27 | 12.09 | 0.82 | 10.95 | 9.85 | 1.1 |
| +16.32 | 11.26 | 11.87 | 0.61 | 10.95 | 10.00 | 0.95 |
| +12.24 | 11.26 | 11.87 | 0.61 | 10.96 | 10.00 | 0.96 |
| +8.16 | 11.25 | 11.69 | 0.44 | 10.96 | 10.14 | 0.82 |
| +4.08 | 11.24 | 10.78 | 0.46 | 11.26 | 11.93 | 0.67 |

IV.4.a.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Tableau 4-52 : Calcule d'excentricité accidentelle

| Niveau (m) | $L_x$ (m) | $L_y$ (m) | $E_x$ (m) | $E_y$ (m) |
|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +36.72 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +32.64 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +28.56 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +24.48 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +20.40 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +16.32 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +12.24 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +8.16 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |
| +4.08 | 22 | 22 | 1 .10 | 1.10 |

IV.4.a.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Tableau 4-53 : Calcule d'excentricité totale

| Niveau (m) | Direction X | | | Direction Y | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E_{x\ Théo}$ | $E_{x\ ACC}$ | $E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$ | $E_{y\ Théo}$ | $E_{y\ ACC}$ | $E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$ |
| +40.80 | 1.17 | 1 .10 | 0.07 | 1.57 | 1 .10 | 0.47 |
| +36.72 | 1.16 | 1 .10 | 0.06 | 1.26 | 1 .10 | 0.16 |
| +32.64 | 1.07 | 1 .10 | 0.03 | 1.26 | 1 .10 | 0.16 |
| +28.56 | 1.07 | 1 .10 | 0.03 | 1.26 | 1 .10 | 0.16 |
| +24.48 | 0.82 | 1 .10 | 0.28 | 1.1 | 1 .10 | 0 |
| +20.40 | 0.82 | 1 .10 | 0.28 | 1.1 | 1 .10 | 0 |
| +16.32 | 0.61 | 1 .10 | 0.49 | 0.95 | 1 .10 | 0.15 |
| +12.24 | 0.61 | 1 .10 | 0.49 | 0.96 | 1 .10 | 0.14 |
| +8.16 | 0.44 | 1 .10 | 0.66 | 0.82 | 1 .10 | 0.28 |
| +4.08 | 0.46 | 1 .10 | 0.64 | 0.67 | 1 .10 | 0.43 |

## IV. 4.b . Modélisation :

**a. Coefficient d'accélération A :** [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone IIb, groupe d'usage B1) = 0,25.

**b. facteur de correction d'amortissement η:**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

**c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**
Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003 : R = 3.5.

**d. facteur de qualité Q :** [RPA : Tab.4.4.]

Tableau 4-54 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B

| Critère | | Suivant X | | Suivant Y | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | observé | Valeur | observé | Valeur |
| 1 | Conditions minimales sur les files de contreventement | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 2 | Redondance en plan | NON | 0.05 | NON | 0.05 |
| 3 | Régularité en plan | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 4 | Régularité en élévation | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 5 | Contrôle de la qualité des matériaux | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |
| 6 | Contrôle de la qualité de l'exécution | OUI | 0.00 | OUI | 0.00 |

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}05$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}05$$

**e. périodes caractéristiques :** [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,s \\ T_2 = 0{,}4\,s \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

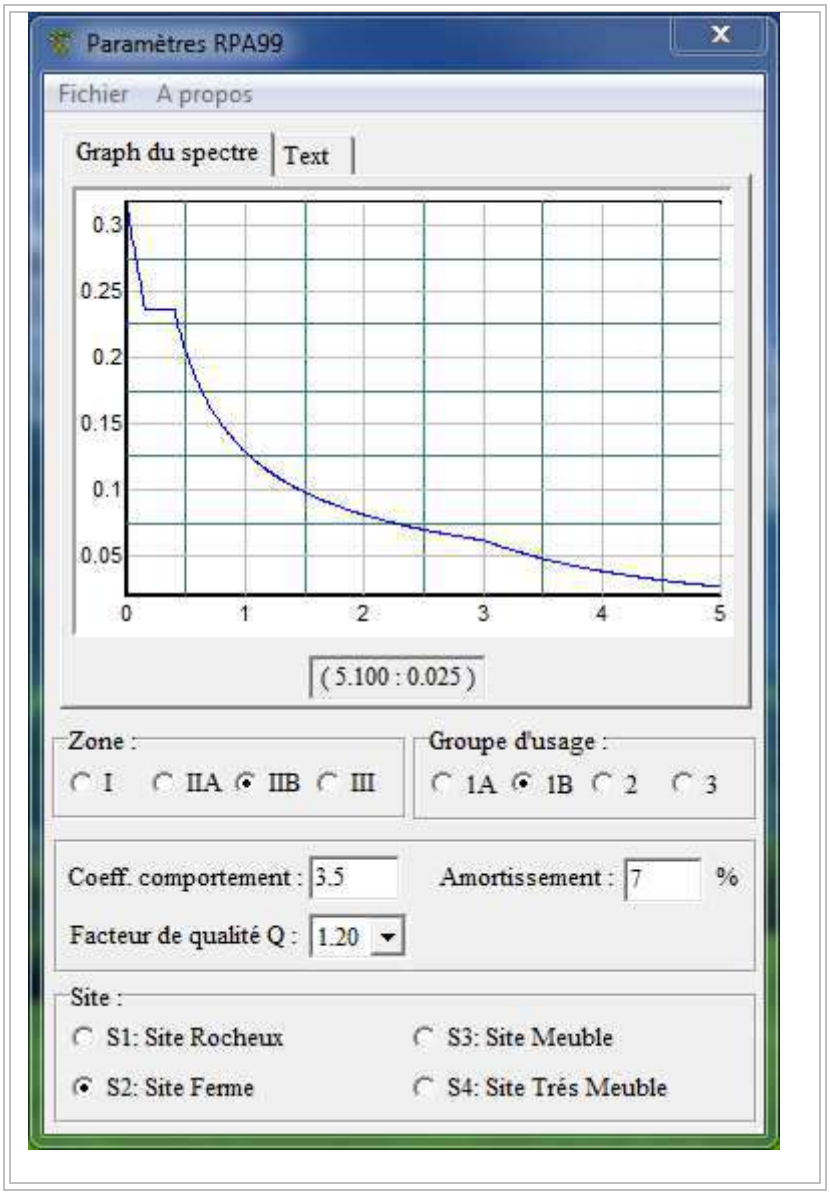
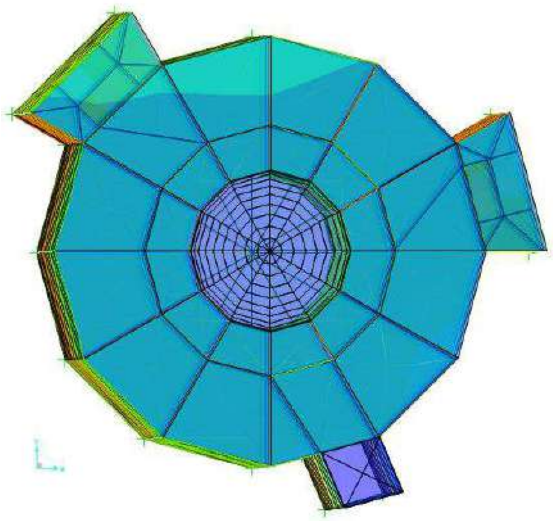


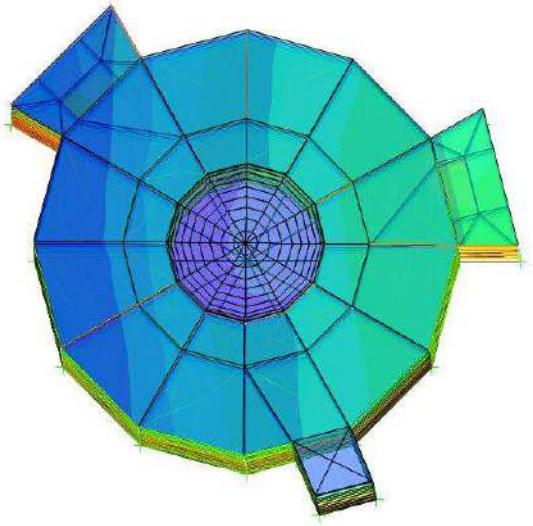

Figure 4-17 : Spectre de réponse

## IV.4.c. Résultats de l'analyse dynamique :

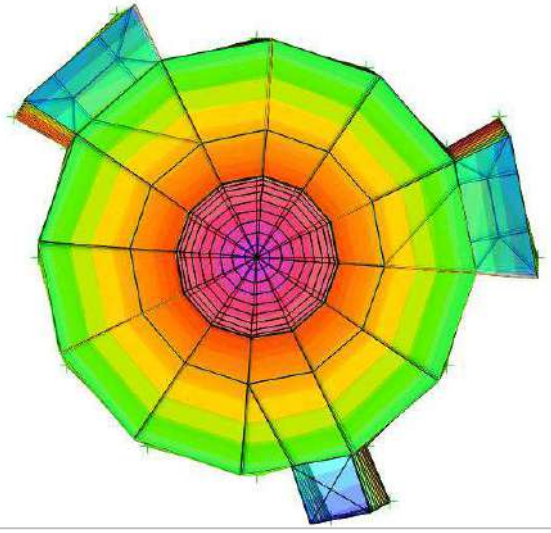
### IV.4.c.1. Vérification de comportement :



Mode 01 : translation suivant l'axe X



Mode 02 : translation suivant l'axe Y



Mode 03 : rotation autour de l'axe Z

Figure 4-18: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc C

Tableau 4-55 : Le comportement des trois premiers modes

| Mode 1 | Mode 2 | Mode 3 |
|---|---|---|
| translation suivant l'axe X | translation suivant l'axe Y | rotation autour de l'axe z |

## IV. 4.c.2. Vérification de participation massique :

Tableau 4-56 : Coefficient de participation massique

| Mode | Période (s) | Cumul des masses modales effectives (□ ) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Sens x | Sens y | Sens z |
| 1 | 0.856 | 64.95□ | 0.63□ | 0.00□ |
| 2 | 0.627 | 65.48□ | 64.39□ | 0.03□ |
| 3 | 0.528 | 65.57□ | 64.79□ | 0.07□ |
| 4 | 0.214 | 84.97□ | 65.15□ | 0.08□ |
| 5 | 0.153 | 85.34□ | 84.28□ | 0.50□ |
| 6 | 0.130 | 85.36□ | 85.60□ | 1.81□ |
| 7 | 0.120 | 85.36□ | 85.67□ | 19.15□ |
| 8 | 0.117 | 85.37□ | 85.72□ | 23.90□ |
| 9 | 0.107 | 85.39□ | 85.73□ | 24.19□ |
| 10 | 0.100 | 85.64□ | 85.87□ | 25.28□ |
| 11 | 0.099 | 91.25□ | 85.96□ | 25.34□ |
| 12 | 0.094 | 91.86□ | 85.96□ | 33.01□ |
| 13 | 0.093 | 92.02□ | 85.99□ | 56.30□ |
| 14 | 0.087 | 92.06□ | 86.01□ | 58.57□ |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 15 | 0.083 | 92.07 | 86.02 | 58.59 |
| 16 | 0.081 | 92.08 | 86.02 | 62.07 |
| 17 | 0.078 | 92.09 | 86.14 | 66.04 |
| 18 | 0.076 | 92.14 | 86.42 | 66.50 |
| 19 | 0.075 | 92.15 | 87.39 | 66.68 |
| 20 | 0.074 | 92.17 | 87.41 | 66.71 |
| 21 | 0.072 | 92.43 | 87.41 | 66.72 |
| 22 | 0.070 | 92.45 | 89.33 | 68.31 |
| 23 | 0.068 | 92.50 | 91.67 | 69.02 |
| 24 | 0.066 | 92.50 | 92.58 | 69.03 |
| 25 | 0.064 | 92.67 | 92.60 | 70.29 |
| 26 | 0.064 | 92.71 | 92.61 | 70.72 |
| 27 | 0.063 | 93.47 | 92.72 | 71.74 |
| 28 | 0.062 | 93.83 | 92.78 | 73.06 |
| 29 | 0.061 | 93.84 | 92.78 | 73.19 |
| 30 | 0.061 | 94.35 | 92.85 | 73.24 |
| 31 | 0.059 | 94.62 | 93.04 | 73.27 |
| 32 | 0.058 | 95.31 | 93.13 | 73.27 |
| 33 | 0.058 | **95.44** | **93.13** | 73.28 |

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 33ème mode

### IV. 4.c.3. Vérification des périodes :

Tx= 0.79 s
Ty=0.79 s

Tableau 4-57 : vérification des périodes

| | $T_{empirique}(s)$ | $T_{numérique}(s)$ | $1.3*T_{emp}$ | $T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 0.79 | 0.85 | 1.027 | **OUI** |
| Y | 0.79 | 0.85 | 1.027 | **OUI** |

### IV. 4.c.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

#### b. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

**A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,25

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)
η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
ξ = 7 ? tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882
T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :
$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 1.40
Dy= 1.40

**R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

**Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.05$

**W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.3$ tableau 4.5

W=58725.522 kN

Tableau 4-58 : Calcul de la force sismique(M.S.E)

| A | $D_x$ | $D_y$ | R | $Q_x$ | $Q_y$ | $\sum W_i$ (kN) | $V_x$ (kN) | $V_y$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.25 | 1.40 | 1.40 | 3.5 | 1.05 | 1.05 | 58725.522 | 7047.06 | 7047.06 |

Tableau 4-59 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

| | V (kN) | Vt (kN) | 0.8*V | $V_t \geq 0.8*V$ |
|---|---|---|---|---|
| X | 6166.17 | 5638.41 | 4932.94 | OUI |
| Y | 6166.17 | 6189.5 | 4932.94 | OUI |

## IV. 4.c.5. Vérification de la stabilité au renversement :

### IV. 4.c.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

On a :

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

- TX = 0.79 s → Ft = 389.70kN
- TY = 0,79 s → Ft = 389.70kN

$V_X = 5638.41$ kN

Tableau 4-60 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

| hi (m) | $W_i$ (kN) | $W_i h_i$ | $\alpha_x$ | $F_{ix}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4500.84 | 183634.27 | 0.04 | 836.23 |
| +36.72 | 5105.52 | 187474.69 | 0.02 | 853.72 |
| +32.64 | 5177.76 | 169002.08 | 0.06 | 769.60 |
| +28.56 | 5208.41 | 148752.19 | 0.08 | 677.39 |
| +24.48 | 5266.54 | 128924.89 | 0.09 | 587.10 |
| +20.40 | 5324.67 | 108623.26 | 0.11 | 494.65 |
| +16.32 | 5391.01 | 87981.28 | 0.13 | 400.65 |
| +12.24 | 5457.36 | 66798.08 | 0.15 | 304.18 |
| +8.16 | 5531.92 | 45140.46 | 0.16 | 205.56 |
| +4.08 | 6438.69 | 26269.85 | 0.16 | 119.63 |
| SOMME | | 1152601.10 | 1 | 5248.71 |

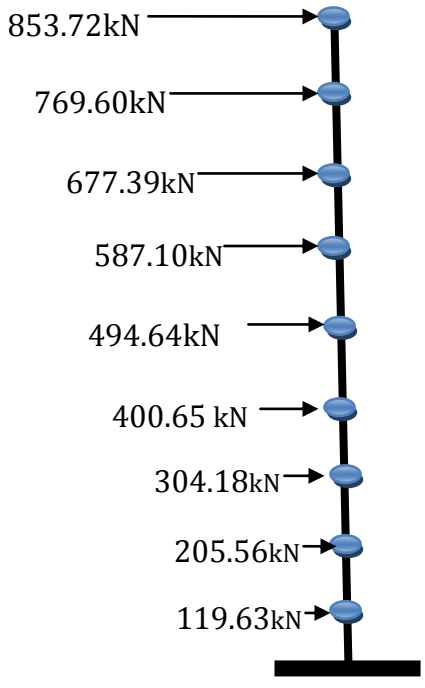



Figure 4-19 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

$V_y$= 6189.5 kN

Tableau 4-61 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

| hi (m) | $W_i$ (kN) | $W_i h_i$ | $\alpha_x$ | $F_{iY}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4500.84 | 183634.27 | 0.04 | 924.03 |
| +36.72 | 5105.52 | 187474.69 | 0.02 | 943.36 |
| +32.64 | 5177.76 | 169002.08 | 0.06 | 850.41 |
| +28.56 | 5208.41 | 148752.19 | 0.08 | 748.51 |
| +24.48 | 5266.54 | 128924.89 | 0.09 | 648.74 |
| +20.40 | 5324.67 | 108623.26 | 0.11 | 546.58 |
| +16.32 | 5391.01 | 87981.28 | 0.13 | 442.72 |
| +12.24 | 5457.36 | 66798.08 | 0.15 | 336.12 |
| +8.16 | 5531.92 | 45140.46 | 0.16 | 227.14 |
| +4.08 | 6438.69 | 26269.85 | 0.16 | 132.19 |
| SOMME | | 1152601.10 | 1 | 5799.80 |

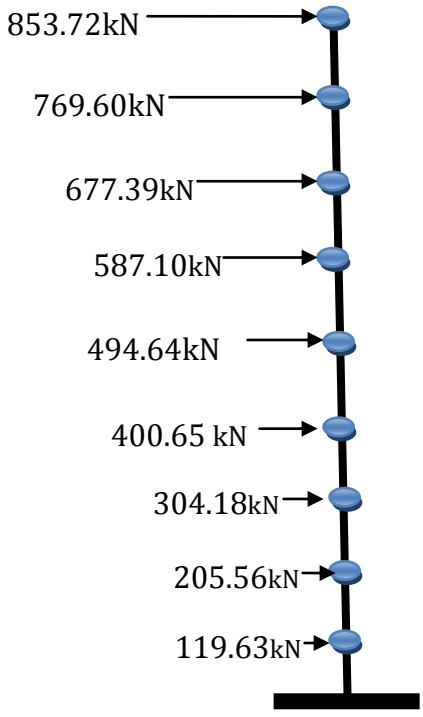



Figure 4-20 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

## IV. 4.c.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-62 : calcul du moment de renversement

| hi (m) | $F_{ix}$ (KN) | $F_{iy}$ (KN) | $M_{oxi}$ (KN.m) | $M_{oyi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 853.72 | 924.03 | 34118.31 | 37700.57 |
| +36.72 | 836.23 | 943.36 | 31348.65 | 34640.11 |
| +32.64 | 769.60 | 850.41 | 25119.78 | 27757.24 |
| +28.56 | 677.39 | 748.51 | 19346.18 | 21377.43 |
| +24.48 | 587.10 | 648.74 | 14372.15 | 15881.16 |
| +20.40 | 494.65 | 546.58 | 10090.82 | 11150.31 |
| +16.32 | 400.65 | 442.72 | 6538.59 | 7225.11 |
| +12.24 | 304.18 | 336.12 | 3723.22 | 4114.14 |
| +8.16 | 205.56 | 227.14 | 1677.37 | 1853.49 |
| +4.08 | 119.63 | 132.19 | 488.08 | 539.33 |
| ∑Mo | | | 146823.15 | 162238.89 |

### IV. 4.c.5.2. Moment stabilisant :

Tableau 4-63 : calcul du moment stabilisant

| Niveau (m) | $W_i$ (KN) | $X_G$ | $Y_G$ | $M_{sxi}$ (KN.m) | $M_{syi}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4500.84 | 11.28 | 11.21 | 50769.48 | 50454.42 |
| +36.72 | 5105.52 | 11.29 | 10.90 | 57641.32 | 55650.17 |
| +32.64 | 5177.76 | 11.28 | 10.95 | 58405.13 | 56696.47 |
| +28.56 | 5208.41 | 11.28 | 10.95 | 58750.86 | 57032.09 |
| +24.48 | 5266.54 | 11.27 | 10.95 | 59353.91 | 57668.61 |
| +20.40 | 5324.67 | 11.27 | 10.95 | 60009.03 | 58305.14 |
| +16.32 | 5391.01 | 11.26 | 10.95 | 60702.77 | 59031.56 |
| +12.24 | 5457.36 | 11.26 | 10.96 | 61449.87 | 59812.67 |
| +8.16 | 5531.92 | 11.25 | 10.96 | 62234.10 | 60629.84 |
| +4.08 | 6438.69 | 11.24 | 11.26 | 72370.88 | 72499.65 |
| ∑Mt | | | | 601687.35 | 587780.61 |

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-64 : Vérification de stabilisation

| $M_{tx}$ (kN.m) | $M_{ty}$ (kN.m) | $M_{ox}$ (kN.m) | $M_{oy}$ (kN.m) | $M_{tx}/M_{ox}$ | $M_{ty}/M_{oy}$ | $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 601687.35 | 587780.61 | 146823.15 | 162238.89 | 4.10 | 3.62 | OUI |

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis –à- vis du renversement suivant les deux directions.

## IV. 4.c.6. Vérification des déplacements :

Tableau 4-65 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

| Niveau (m) | $\delta_e$ (cm) | $\delta_k = R.\delta_e$ (cm) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | $0{,}01.h_e$ (cm) | $\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4.58 | 16.03 | 2.09 | 4.08 | OUI |
| +36.72 | 3.99 | 13.96 | 2.12 | 4.08 | OUI |
| +32.64 | 3.38 | 11.83 | 2.12 | 4.08 | OUI |
| +28.56 | 2.78 | 9.73 | 2.08 | 4.08 | OUI |
| +24.48 | 2.18 | 7.63 | 1.98 | 4.08 | OUI |
| +20.40 | 1.62 | 5.67 | 1.81 | 4.08 | OUI |
| +16.32 | 1.1 | 3.85 | 1.58 | 4.08 | OUI |
| +12.24 | 0.65 | 2.275 | 1.26 | 4.08 | OUI |
| +8.16 | 0.29 | 1.015 | 0.83 | 4.08 | OUI |
| +4.08 | 0.05 | 0.175 | 0.175 | 4.08 | OUI |
| +0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |

Tableau 4-66 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

| Niveau (m) | $\delta_e$ (cm) | $\delta_k = R.\delta_e$ (cm) | $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | $0{,}01.h_e$ (cm) | $\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 2.55 | 8.93 | 1.16 | 4.08 | OUI |
| +36.72 | 2.22 | 7.77 | 1.17 | 4.08 | OUI |
| +32.64 | 1.88 | 6.59 | 1.17 | 4.08 | OUI |
| +28.56 | 1.55 | 5.42 | 1.14 | 4.08 | OUI |
| +24.48 | 1.22 | 4.28 | 1.08 | 4.08 | OUI |
| +20.40 | 0.91 | 3.20 | 0.99 | 4.08 | OUI |
| +16.32 | 0.63 | 2.21 | 0.86 | 4.08 | OUI |
| +12.24 | 0.38 | 1.34 | 0.69 | 4.08 | OUI |
| +8.16 | 0.19 | 0.65 | 0.48 | 4.08 | OUI |
| +4.08 | 0.05 | 0.17 | 0.17 | 4.08 | OUI |
| +0.00 | 0.00 | 0.00 | | | |

## IV. 4.c.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Tableau 4-67 : Vérification l'effet P-Δ sens X

| $h_k$ (m) | $P_k$ (KN) | $F_{ix}$ (KN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\theta_x$ | $\theta \leq 0.10$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4500.84 | 853.72 | 2.09 | 0.027 | OUI |
| +36.72 | 5105.52 | 836.23 | 2.12 | 0.032 | OUI |
| +32.64 | 5177.76 | 769.60 | 2.12 | 0.035 | OUI |
| +28.56 | 5208.41 | 677.39 | 2.08 | 0.039 | OUI |
| +24.48 | 5266.54 | 587.10 | 1.98 | 0.043 | OUI |
| +20.40 | 5324.67 | 494.65 | 1.81 | 0.048 | OUI |
| +16.32 | 5391.01 | 400.65 | 1.58 | 0.052 | OUI |
| +12.24 | 5457.36 | 304.18 | 1.26 | 0.055 | OUI |
| +8.16 | 5531.92 | 205.56 | 0.83 | 0.055 | OUI |
| +4.08 | 6438.69 | 119.63 | 0.18 | 0.024 | OUI |

Tableau 4-68 : Vérification l'effet P-Δ sens-Y

| $h_k$ (m) | $P_k$ (KN) | $F_{iy}$ (KN) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $\theta_y$ | $\theta \leq 0.10$ |
|---|---|---|---|---|---|
| +40.80 | 4500.84 | 943.36 | 1.16 | 0.029 | OUI |
| +36.72 | 5105.52 | 924.03 | 1.17 | 0.028 | OUI |
| +32.64 | 5177.76 | 850.41 | 1.17 | 0.026 | OUI |
| +28.56 | 5208.41 | 748.51 | 1.14 | 0.024 | OUI |
| +24.48 | 5266.54 | 648.74 | 1.08 | 0.022 | OUI |
| +20.40 | 5324.67 | 546.58 | 0.99 | 0.019 | OUI |
| +16.32 | 5391.01 | 442.72 | 0.86 | 0.017 | OUI |
| +12.24 | 5457.36 | 336.12 | 0.69 | 0.016 | OUI |
| +8.16 | 5531.92 | 227.14 | 0.48 | 0.014 | OUI |
| +4.08 | 6438.69 | 132.19 | 0.17 | 0.020 | OUI |

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée Vis- à- vis de l'effet P-Δ.

## IV. 3.d. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale $d_{min}$ satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \qquad \text{(RPA99 ART.4-19)}$$

$\delta_1$ et $\delta_2$ : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

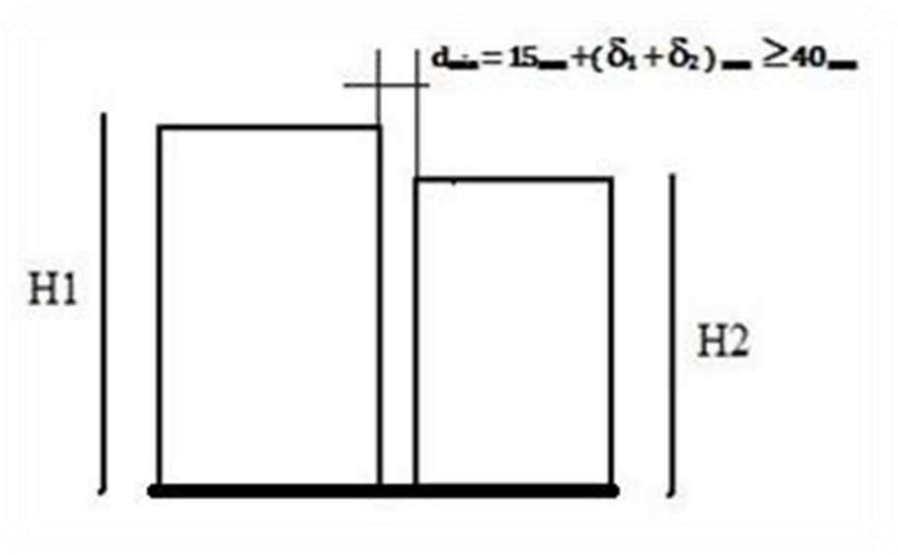



Figure 4-20 : largeur minimum du joint sismique

D'après les résultats des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau 4-69 : largeur minimum du joint sismique

| $\delta_1$ (mm) | $\delta_2$(mm) | $d_{min}$ (mm) | $d_{min} \geq 40$ mm | $d_{adoptée}$ (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 66.7 | 76.3 | 143 | OUI | 150 |

## IV. 2.d. *Vérification de cisaillement des éléments :*

Tableau 4-70 : Vérification de cisaillement des poutres

| Eléments | section | $V_u$ (kN) | combinaison | $\tau$ $(Mpa)$ | $\overline{\tau}$ $(Mpa)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | 30*45 | 107.04 | **1.35G+1.5Q** | 0.79 | 3.33 | ***C.V*** |
| Poutres secondaires | 30*40 | 124.68 | **G+Q+E** | 1.03 | 3.26 | ***C.V*** |
| Poutres palières | 30*30 | 65.5 | **G+Q+E** | **0.7** | **3.26** | ***C.V*** |

Tableau 4-71 : Vérification de cisaillement des voiles

| Eléments | section | $V_u$ (kN) | $\tau$ $(Mpa)$ | $\overline{\tau}$ $(Mpa)$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| Voiles pleins | **20x450** | **1333.80** | **1.48** | **5** | ***C.V*** |

# CHAPITRE V

## FERAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

## V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence du CBA93 et RPA.99 version 2003.

❖ *combinaisons :*

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**a. les combinaisons données par les règles du CBA 93** :

❖ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E

❖ E.L.S G + Q

**b. les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003** :

❖ G +Q ± E

❖ 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

## V.2. Ferraillage des éléments résistant de Bloc A :

### V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

La méthode de calcul est donnée sous forme d'un organigramme :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

❖ **situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$ ; $\sigma_b = 25$ Mpa ; $\overline{\sigma_b} = 14,2$Mpa.

Acier : $\gamma_s = 1,15$ ; Fe E 400.

❖ **situation accidentelle** :

Béton : $\gamma_b = 1,15$ ; $\sigma_b = 25$ Mpa ; $\overline{\sigma_b} = 18,48$ Mpa .

Acier : $\gamma_s = 1,00$ ; FeE 400.

### V.2.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc A

| | Niveau | Section | Position | Mu (KN.m) | Combinaison | A' ($cm^2$) | A calcule ($cm^2$) | $A_{min}$ CBA ($cm^2$) | A choisies ($cm^2$) | Barre de montage |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Intermédiaire | Terrasse | 30x35 | Travée | 36.69 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 3.39 | 1.05 | 3HA12 | 3HA12 |
| | | | Appui | -52.62 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 4.25 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |
| | RDC,1 2,3 et 4 | 30x35 | Travée | 32.09 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 2.95 | 1.05 | 3HA12 | 3HA12 |
| | | | Appui | -48.06 | G+Q+EdX | 0.00 | 3.86 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |
| | Sous sol | 30x35 | Travée | 40.79 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 3.79 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |
| | | | Appui | -56.82 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 4.61 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |
| Rive | Terrasse | 30x35 | Travée | 22.59 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 2.05 | 1.05 | 3HA12 | 3HA12 |
| | | | Appui | -42.22 | G+Q+EdX | 0.00 | 3.37 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |
| | RDC, 1 2,3 et 4 | 30x35 | Travée | 34.38 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 3.17 | 1.05 | 3HA12 | 3HA12 |
| | | | Appui | -68.76 | G+Q+EdX | 0.00 | 5.64 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |
| | Sous sol | 30x35 | Travée | 23.96 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 2.18 | 1.05 | 3HA12 | 3HA12 |
| | | | Appui | -61.31 | G+Q+EdX | 0.00 | 4.99 | 1.05 | 5HA12 | 3HA12 |

Tableau 5-2 : vérification de ferraillage longitudinal des poutres principales avec les règlements

| | $A_{totale}$ ($A_{choisis}$ +$A_{montage}$) ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| Poutre intermédiaire | 6.78 | 1.05 | 5.25 | C.V |
| Poutre de rive | 9.04 | 1.05 | 5.25 | C.V |

Tableau 5-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales bloc A

| | Niveau | position | $M_{ser}$ (KN.m) | combinaison | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Intermédiaire | Terrasse | Travée | 26.68 | G+Q | **3.39** | 5.75 | - | c.v |
| | | Appui | -38.27 | G+Q | 5.65 | 6.90 | 201.63 | |
| | RDC et Etages | Travée | 23.29 | G+Q | **3.39** | 5.02 | - | c.v |
| | | Appui | -31.19 | G+Q | 5.65 | 5.63 | 188.28 | |
| | Sous sol | Travée | 29.01 | G+Q | **5.65** | 5.23 | - | c.v |
| | | Appui | -40.46 | G+Q | 5.65 | 7.30 | 201.63 | |
| Rive | Terrasse | Travée | 26.37 | G+Q | **3.39** | 5.69 | - | c.v |
| | | Appui | -26.26 | G+Q | 5.65 | 4.74 | 158.52 | |
| | RDC et Etages | Travée | 28.12 | G+Q | **3.39** | 6.06 | - | c.v |
| | | Appui | -31.78 | G+Q | 5.65 | 5.73 | 191.84 | |
| | Sous sol | Travée | 22.86 | G+Q | **3.39** | 4.93 | - | c.v |
| | | Appui | -30.12 | G+Q | 5.65 | 5.43 | 181.82 | |

## V.2.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc A

| | Niveau | position | Mu (KN.m) | combinaison | A' (cm) | $A_{calcul}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | Barre montage |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| INTERMEDIAIRE | Terrasse | Appui | -24.53 | G+Q+EdY | 0.00 | 1.93 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |
| | RDC et Etage | Appui | -33.82 | G+Q+EdY | 0.00 | 2.68 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |
| | Sous sol | Appui | -19.26 | G+Q+EdY | 0.00 | 1.51 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |
| RIVE | Terrasse | Appui | -51.59 | G+Q+EdY | 0.00 | 4.16 | 5HA12 | 5.65 | 3HA12 |
| | RDC et Etage | Appui | -54.03 | G+Q+EdY | 0.00 | 4.37 | 5HA12 | 5.65 | 3HA12 |
| | Sous sol | Appui | -39.05 | G+Q+EdY | 0.00 | 3.11 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc A

| | Niveau | position | $M_{ser}$ (KN.m) | combinaison | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| INTERMEDIAIRE | Terrasse | Appui | -16.50 | G+Q | 3.39 | 3.56 | 162.97 | CV |
| | RDC | Appui | -15.23 | G+Q | 3.39 | 3.28 | 150.42 | CV |
| | Sous sol | Appui | -11.69 | G+Q | 3.39 | 1.57 | 20.22 | CV |
| RIVE | Terrasse | Appui | -24.21 | G+Q | 5.65 | 4.37 | 146.15 | CV |
| | RDC | Appui | -22.71 | G+Q | 5.65 | 4.10 | 137.09 | CV |
| | Sous sol | Appui | -19.13 | G+Q | 3.39 | 4.13 | 188.94 | CV |

## V.2.1.3. Calcul des armatures transversales des poutres :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

Tableau 5-6 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

| Fissuration | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
|---|---|---|
| $\overline{\tau}_u$ | $\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ | $\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ |
| situation durable | $\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ | $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ |
| Situation accidentelle | $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ | $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ |

Tableau 5-7 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc A

| | Niveau | Vu (KN) | Combinaison | τu (Mpa) | $\overline{\tau_u}$ (Mpa) | $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 87.26 | 1.35G+1.5Q | 0. 3 | 3.33 | cv |
| | Etage | 75.87 | 1.35G+1.5Q | 0.72 | 3.33 | cv |
| | Sous sol | 100.77 | 1.35G+1.5Q | 0.9 | 3.33 | cv |
| Rive | Terrasse | 63.40 | 1.35G+1.5Q | 0. 0 | 3.33 | cv |
| | Etage | 77.92 | 1.35G+1.5Q | 0.74 | 3.33 | cv |
| | Sous sol | 78.22 | 1.35G+1.5Q | 0.74 | 3.33 | cv |

Tableau 5-8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires du bloc A

| | Niveau | Vu (KN) | Combinaison | τu (Mpa) | $\overline{\tau_u}$ (Mpa) | $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 23.04 | G+Q+EdY | 0.22 | 3.26 | cv |
| | Etage | 26.47 | G+Q+EdY | 0.25 | 3.26 | cv |
| | Sous sol | 28.00 | G+Q+EdY | 0.27 | 3.26 | cv |
| Rive | Terrasse | 45.49 | G+Q+EdY | 0.43 | 3.26 | cv |
| | Etage | 55.03 | G+Q+EdY | 0.52 | 3.26 | cv |
| | Sous sol | 43.65 | G+Q+EdY | 0.42 | 3.26 | cv |

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4} \text{ et } 12\varphi\right) \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d\,;\ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($A_t$) ainsi que leur espacement ($S_t$) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-9 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires bloc A

| | | CBA 93 | | RPA 99 | | | St adopte (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | $\tau_u$ (Mpa) | st (cm) | At (cm²) | S (ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | At (cm²) | S (ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | $A_t$ choisie (cm²) | nombre des barres |
| 30*35 | 0.52 | 29.25 | 2.01 | 8.75 | 17.5 | 0.78 | 10 | 15 | 2.01 | 4φ8 |

## V.2.1.4. Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
2. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
3. $\dfrac{A}{b_0 d} \leq \dfrac{4.2}{f_e}$

Tableau 5-10: Vérification de la flèche des poutres du bloc A

| | 1ere condition | | | 2eme condition | | | 3eme condition | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{h}{L}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L}$ | $\frac{Mt}{10Mo}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$ | $\rho = \frac{A}{bd}$ | $\frac{4.2}{fe}$ | $\rho \leq \frac{4.2}{fe}$ |
| PP | 0.093 | 0.0625 | **c.v** | 0.093 | 0.16 | **c.n.v** | 0.0057 | 0.0105 | **c.v** |
| PS | 0.093 | 0.0625 | **c.v** | 0.093 | 0.16 | **c.n.v** | 0.0057 | 0.0105 | **c.v** |

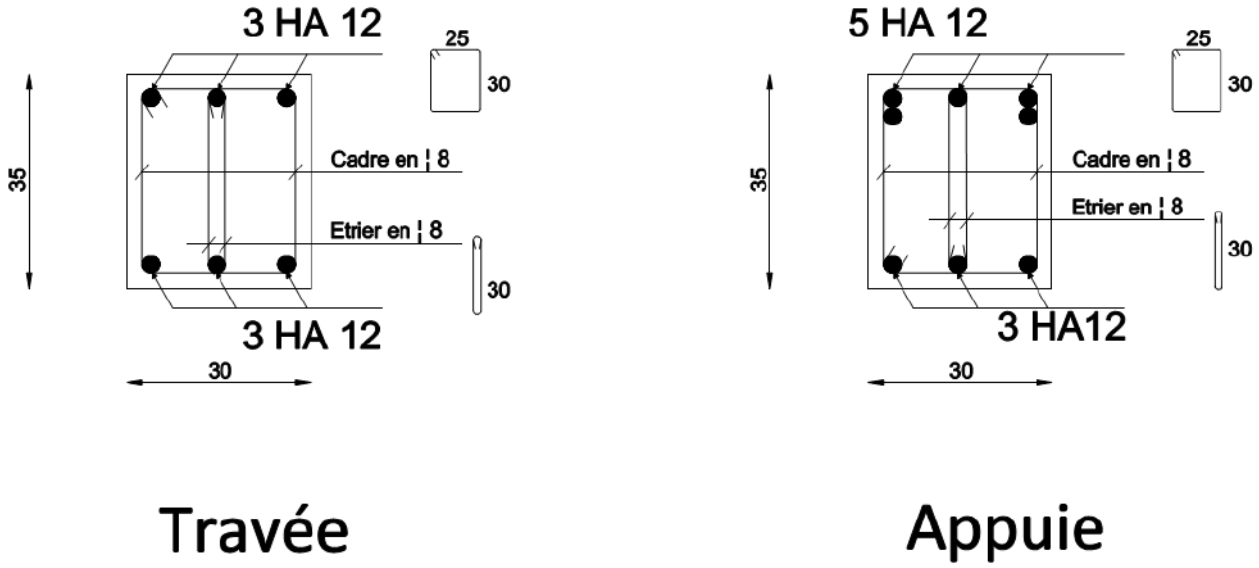



Figure 5-1 : Ferraillage des poutres principales de RDC et les étages courants du Bloc A

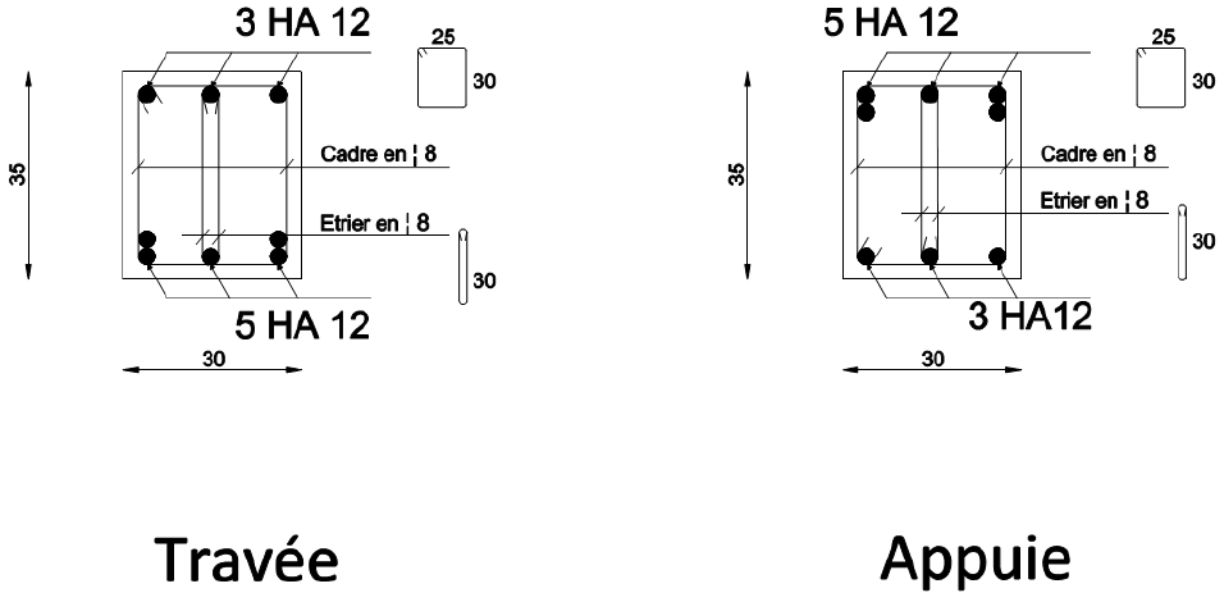



Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales du sous sol du Bloc A

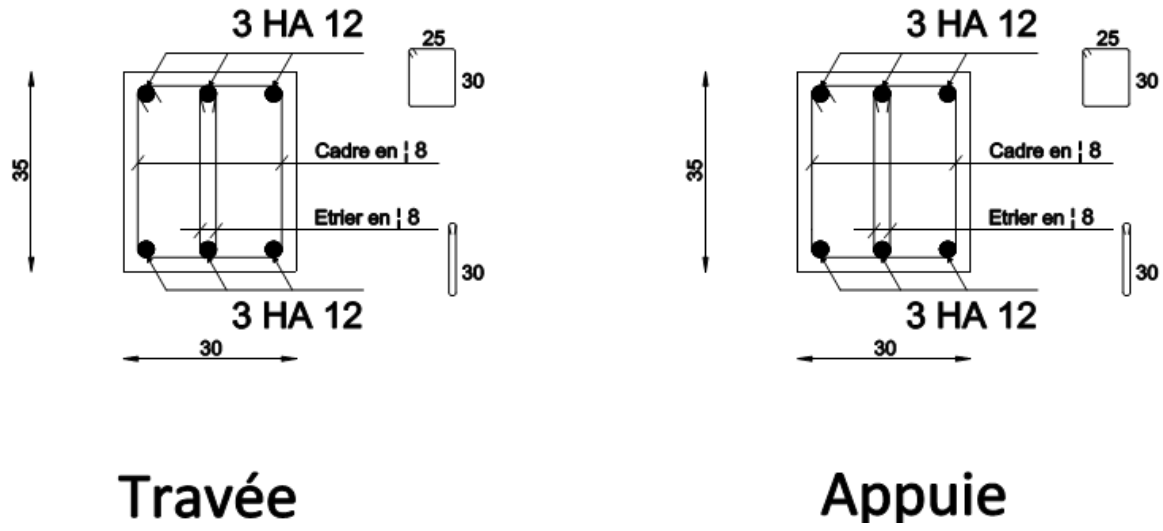



Figure 5-3 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire de RDC et les étages courants du Bloc A

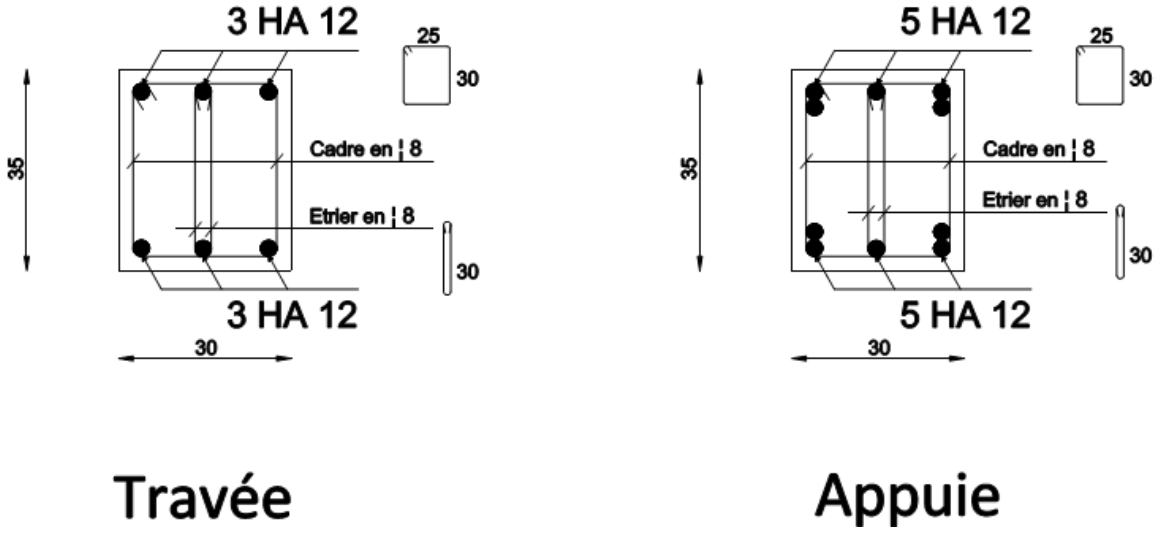



Figure 5-4 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de RDC et les étages courants du Bloc A

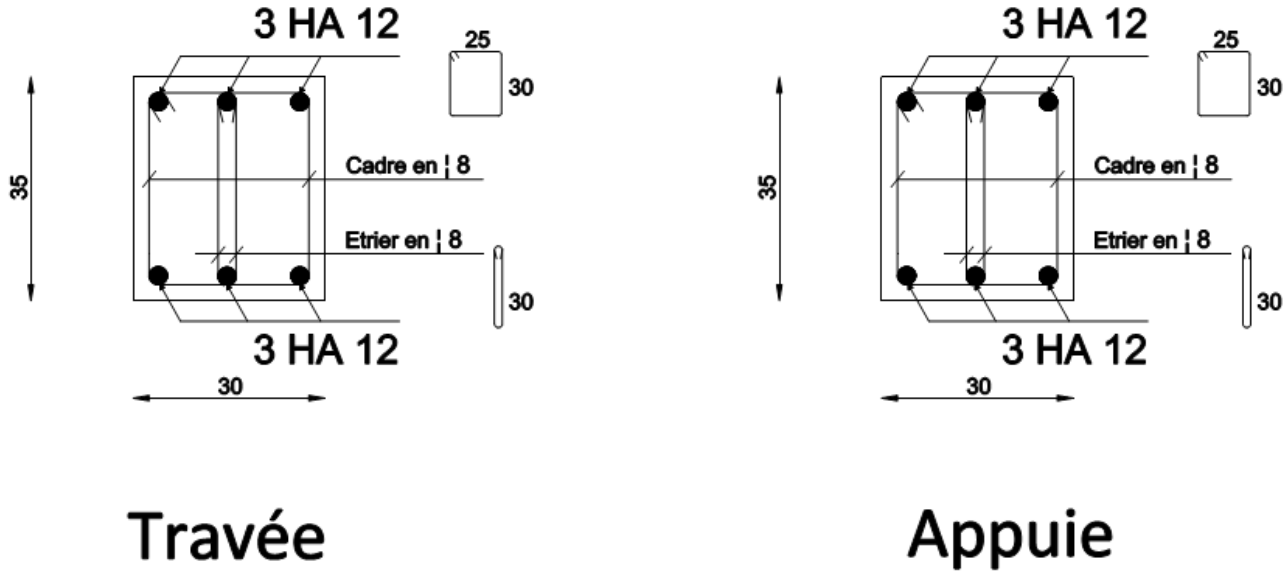



Figure 5-5 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire du sous sol du Bloc A

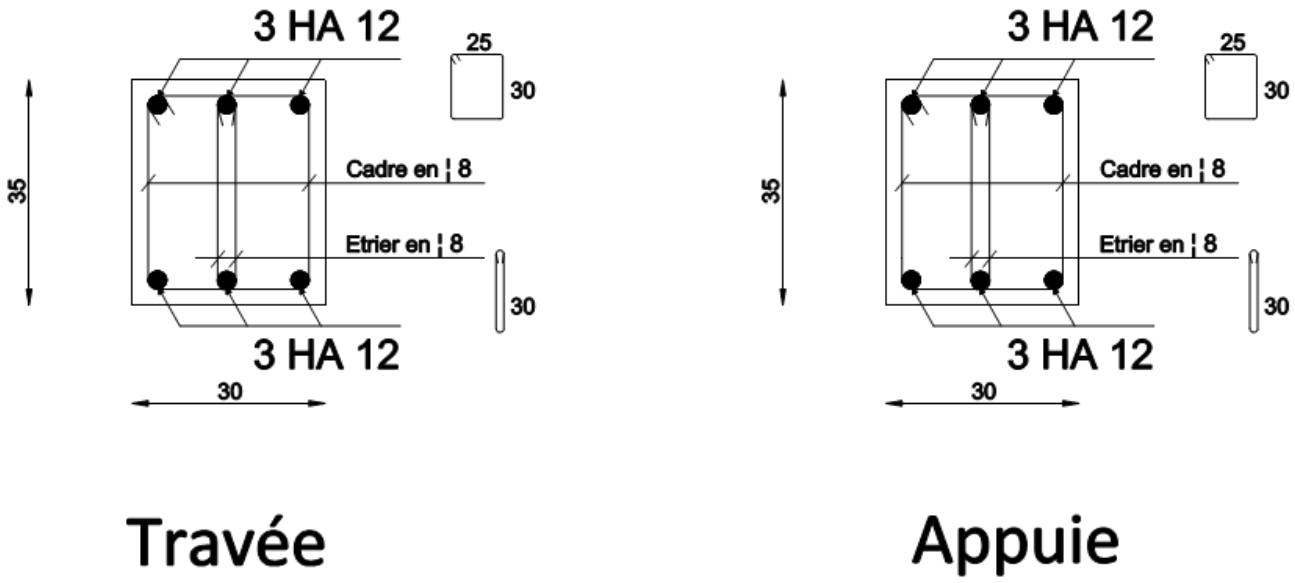



Figure 5-6 : Ferraillage des poutres secondaires de rive du sous sol du Bloc A

## V.2.2. Ferraillage des poteaux du Bloc A :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant "M " dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions:

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants:

1. $(N_{max} ; M_{corr})$.
2. $(M_{max} ; N_{corr})$.
3. $(N_{min} ; M_{corr})$.

### V.2.2.1. Etat limite ultime de stabilité de forme:

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale " e " tel que:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^{\,2} (2 + \alpha.\varphi)}{10^4.h}$$

Avec : $e_a = Max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right)$

$0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

$e_1$ : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

$e_a$ : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

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

$L_f$ : Longueur de flambement.

L: longueur libre du poteau.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

Φ: Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.

$\alpha$ : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

**V.2.2.2. Recommandations des règlements:**

✓ **Selon le RAP 99 version 2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par:

$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 4\%$ (Zone courante).

$0.8\% \le \frac{A}{b.h} \le 6\%$ (Zone de recouvrement).

- Le diamètre minium est de 12mm.
- La langueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone II
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II

✓ **Selon le CBA 93:**

$$A = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ 1m\ de\ largeur \\ 0.1\% \le \frac{A}{b.h} \le 5\% \end{cases}$$

**V.2.2.3. Détermination des sections d'acier:**

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 5-11: Ferraillage des poteaux du Bloc A

| Niveaux | Cas | N | $M_x$ | $M_y$ | situation | $As_1$ | $As_2$ | sec | $A_{min}$ (RPA) | $A_{chiosi}$ ($cm^2$) | $A_{final}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1433.02 | 1.82 | 13.98 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | 12.8 | 12.8 | 8HA16 = 16.08 |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1101.92 | -43.71 | 4.1284 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -662.80 | 3.07 | -6.34 | 0, .G+EdY | 4.15 | 4.15 | SET | | | |
| s.sol (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1470.32 | -2.428 | 9.43 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 866.98 | 36.16 | 0.8354 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 226.71 | 0.519 | 6.48 | 0, .G+EdY | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| RDC (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1538.61 | -20.33 | -15.09 | G+Q+EdY | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | -178.45 | 56.520 | -3.44 | G+Q+EdX | 3.55 | 2.57 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -779.89 | 3.5422 | -4.15 | 0,8.G+EdY | 4.88 | 4.88 | SET | | | |
| RDC (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1265.35 | -4.601 | -16.72 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 770.907 | 3.0552 | -54.64 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 152.325 | 14.181 | 13.216 | 0,8.G+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| 1 (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 968.944 | 12.785 | -3.37 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 459.799 | 69.180 | -3.22 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -388.93 | 2.4643 | -3.74 | 0,8.G+EdY | 2.43 | 2.43 | SET | | | |
| 1 (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 942.556 | 13.092 | 0.1096 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 528.224 | 81.198 | -3.69 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 236.92 | -0.795 | 39.409 | 0,8.G+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| 2 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 752.174 | 11.722 | -2.441 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | 9.8 | 9.8 | 8HA14 = 12.32 |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 341.836 | 50.919 | -2.397 | G+Q+EdX | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -192.12 | 2.0627 | -2.69 | 0,8.G+EdY | 1.4 | 1.4 | SET | | | |
| 2 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 763.001 | 8.5373 | -2.032 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 401.133 | 58.371 | -2.496 | G+Q+EdX | 1.86 | 0.94 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 233.492 | 25.361 | 6.4174 | 0,8.G+EdY | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| 3 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 546.979 | 14.646 | -2.370 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 227.149 | 55.618 | -2.222 | G+Q+EdX | 2.71 | 0.09 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -84.39 | 1.6167 | -3.724 | 0,8.G+EdY | 1.4 | 1.4 | SET | | | |
| 3 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 589.886 | 9.8997 | -2.435 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 276.101 | 63.331 | -1.835 | G+Q+EdX | 2.71 | 0.09 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 165.735 | 28.638 | 7.35 | 0,8.G+EdY | 2.38 | 0.42 | SPC | | | |
| 4 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 348.321 | 9.9266 | 0.3616 | 1,35.G+1,5.Q | 1.5 | 0.9 | SPC | 7.2 | 7.2 | 8HA12 = 9.05 |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 114.774 | 33.572 | -0.755 | G+Q+EdX | 2.33 | 0.07 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -42.773 | -1.210 | 0.809 | 0,8.G+EdX | 1.2 | 1.2 | SET | | | |
| 4 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 426.387 | 6.1379 | -2.708 | 1,35.G+1,5.Q | 1.5 | 0.9 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 155.24 | 38.254 | -0.634 | G+Q+EdX | 2.33 | 0.07 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 62.519 | 2.6891 | 12.622 | 0,8.G+EdX | 0.63 | 1.77 | SPC | | | |
| 5 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 228.895 | 1.3588 | -4.452 | G+Q+EdX | 1.5 | 0.9 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 85.561 | 35.519 | 0.4291 | G+Q+EdX | 2.34 | 0.06 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -34.043 | 4.3203 | 6.3968 | 0,8.G+EdX | 1.08 | 1.32 | SPC | | | |
| 5 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 328.988 | 6.2605 | -4.309 | 1,35.G+1,5.Q | 1.5 | 0.9 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 124.09 | 39.819 | 0.0058 | G+Q+EdX | 2.34 | 0.06 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -22.224 | 3.5392 | 16.091 | 0,8.G+EdX | 1.2 | 1.2 | SPC | | | |

Tableau 5-12 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

| | $A_{choisis}$ $(A_{s1}+A_{s2})$ (cm²) | $A_{min}$ (CBA93) (cm²) | $A_{min}$ (RPA99) (cm²) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **Poteaux 40x40** | 16.04 | 1.6 | 12.8 | C.V |
| **Poteaux 35x35** | 12.32 | 1.22 | 9.8 | C.V |
| **Poteaux 30x30** | 9.05 | 0.9 | 7.2 | C.V |

**V.2.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables ($M_{ser}$ , $N_{ser}$) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Pas de vérification à faire.

✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201,63\,MPa$$

Tableau 5-13: vérification des poteaux à l'ELS du Bloc A

| Niveaux | Cas | N | $M_x$ | $M_y$ | situation | $As_1$ | $As_2$ | $\sigma_b$ (Mpa) | $\sigma_s$ (Mpa) | ver |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1041.83 | 10.306 | 1.3483 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 6.03 | 86.68 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 316.802 | -1.153 | -16.90 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 2.68 | 35.93 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 51.883 | -1.706 | 1.8102 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 0.48 | 6.51 | cv |
| s.sol (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1018.87 | 7.0699 | -1.754 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.72 | 82.70 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 899.645 | -1.748 | -13.76 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.31 | 75.99 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 866.235 | -5.988 | 1.0374 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 4.47 | 66.31 | cv |
| RDC (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 875.34 | -7.639 | 9.0663 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.17 | 74.55 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 27.449 | 4.454 | -17.62 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 2.30 | 41.39 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 24.997 | -11.92 | 3.8731 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 1.75 | 30.69 | cv |
| RDC (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 863.13 | -9.890 | 12.734 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.51 | 78.51 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 859.874 | -3.114 | -12.35 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.04 | 72.22 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 700.984 | 0.7652 | -4.887 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.89 | 56.45 | cv |
| 1 (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 705.97 | -2.361 | 9.5306 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 4.06 | 58.41 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 182.734 | -0.355 | -23.81 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 2.68 | 32.90 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 99.994 | 8.6174 | 1.0143 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 1.20 | 15.26 | cv |
| 1 (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 684.125 | 0.199 | 9.632 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 4.09 | 58.37 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 578.703 | -3.189 | -15.81 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.96 | 55.11 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 570.27 | -0.557 | -14.37 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.79 | 52.97 | cv |
| 2 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 547.926 | -1.688 | 8.6878 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.35 | 61.35 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 115.486 | -0.249 | -17.25 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 2.91 | 32.78 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 95.948 | 6.878 | 0.3803 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 1.42 | 17.84 | cv |
| 2 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 553.861 | -1.394 | 6.2782 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.15 | 59.34 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 436.832 | -6.040 | 13.199 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.61 | 62.13 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 436.832 | -6.040 | 13.199 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.61 | 62.13 | cv |
| 3 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 398.343 | 10.837 | -1.619 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 3.95 | 53.11 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 80.435 | -0.111 | -21.48 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 3.56 | 48.90 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 77.745 | 0.4526 | 9.1131 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 1.65 | 19.36 | cv |
| 3 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 428.255 | 7.2736 | -1.674 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 3.77 | 51.97 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 305.06 | -6.261 | 16.554 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.20 | 54.36 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 305.06 | -6.261 | 16.554 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.20 | 54.36 | cv |
| 4 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 253.517 | 7.3317 | 0.3572 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.63 | 47.25 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 124.011 | -2.473 | 13.166 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.26 | 47.41 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 30.078 | -7.809 | 0.1821 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 2.23 | 36.09 | cv |
| 4 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 309.655 | 4.5061 | -1.922 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.91 | 52.43 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 176.782 | -3.448 | 11.682 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.15 | 50.16 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 176.782 | -3.448 | 11.682 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.15 | 50.16 | cv |
| 5 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 149.137 | 8.3162 | 1.9408 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.17 | 38.15 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 25.602 | -0.203 | 17.866 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 5.07 | 98.58 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 14.538 | 0.0083 | -17.77 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.97 | 103.97 | cv |
| 5 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 239.729 | 4.6013 | -3.111 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.50 | 45.32 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 144.984 | 3.3094 | -12.78 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.51 | 50.35 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 92.727 | 2.2857 | 2.6297 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 1.69 | 20.86 | cv |

## V.2.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :

❖ **Justification de la contrainte du cisaillement :**

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, il est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

✓ Selon le RPA99 La contrainte de cisaillement dans le béton a la valeur suivante :

$$\overline{\tau_b} = \rho_d . f_{c28}$$

Avec $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si l'élancement } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si l'élancement } \lambda \leq 5 \end{cases}$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ :Elancement mécanique

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

$L_f$ : Langueur de flambement

A : Section du poteau

I : Moment d'inertie du poteau.

✓ Selon le CBA 93 la contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau_u} = 4.34 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \overline{\tau_u} = 3.26 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-14 : vérification des contraintes de cisaillement du Bloc A

| Niveau | Section | Tu max (KN) | $\tau_u$ (MPa) | λ | ρ | Situation | $\overline{\tau_b}$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | Observation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol,RDC et 1 | 40x40 | 86.45 | 0.54 | 25.46 | 0,075 | ACC | 1,875 | 3,26 | CV |
| 2 et 3 | 35x35 | 55.74 | 0.45 | 21.20 | 0,075 | ACC | 1,875 | 3,26 | CV |
| 4 et 5 | 30x30 | 38.54 | 0.42 | 24.73 | 0.075 | ACC | 1,875 | 3,26 | CV |

## V.2.2.7. Armatures transversales:

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_1 . f_e}$$

$T_u$ : l'effort tranchant de calcul .

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & (ZC) \end{cases}$$

$\phi$ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t\, b_1} = \begin{cases} 0.3\% & Si \quad \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites (0.3 et 0.8)\%} & Si\ 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & si\ \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Tableau 5-15 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc A

| Niveau | Section | Tu (KN) | t (cm) | λ | Zone | t (cm) | At (calcul) ($cm^2$) | At min ($cm^2$) | At choisie |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S.sol, RDC et 1 | 40x40 | .45 | 15 | 25.4 | ZN | 10 | 1.35 | 1.2 | 4Φ |
| | | | | | ZC | 15 | 2.02 | 1, 0 | 4Φ8 |
| 2 et 3 | 35x35 | 55.74 | 15 | 21.20 | ZN | 10 | 1.00 | 1.05 | 4Φ |
| | | | | | ZC | 15 | 1.49 | 1.57 | 4Φ8 |
| 4 et 5 | 30x30 | 3 .54 | 15 | 24.73 | ZN | 10 | 0. 0 | 0.90 | 4Φ |
| | | | | | ZC | 15 | 1.20 | 1.57 | 4Φ8 |

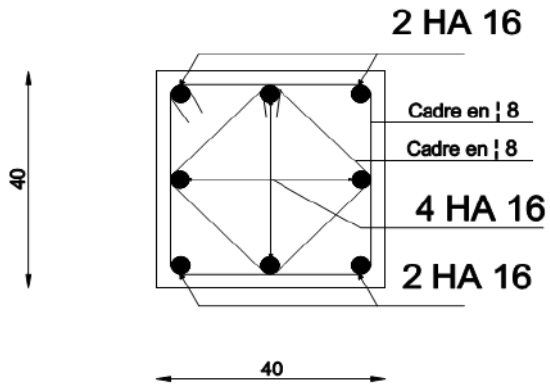



Figure5-7 : ferraillage des poteaux (40x40)

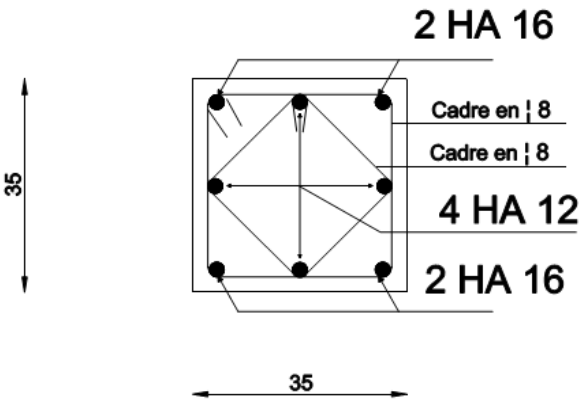



Figure5-8 : ferraillage des poteaux (35x35)

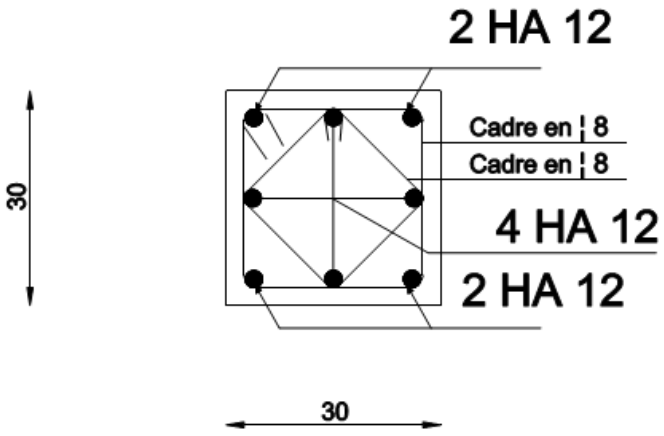



Figure5-9 : ferraillage des poteaux (30x30)

## V.2. 3. Ferraillage des voiles :

### V.2.3.1. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

### V.2.3.2.Voiles avec files d'ouvertures :

#### V.2.3.2.a. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

#### V.2.3.2.b. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " $A_l$ ".
- ✓ Des aciers transversaux " $A_t$ ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

### V.2.3.3. Méthode de calcul:

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " $\sigma_1$ " et " $\sigma_2$ " calculées à partir des sollicitations (M , N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: $S = a.L$

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

**a.** Si $\sigma_1$ et $\sigma_2$ sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

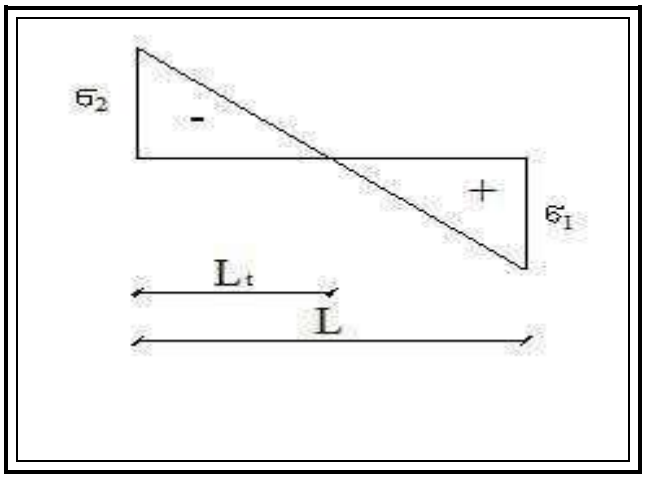



Figure 5-10: Diagramme des contraintes (SPC)

**b.** Si $\sigma_1$ et $\sigma_2$ sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma.a.\gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] .L.a$$

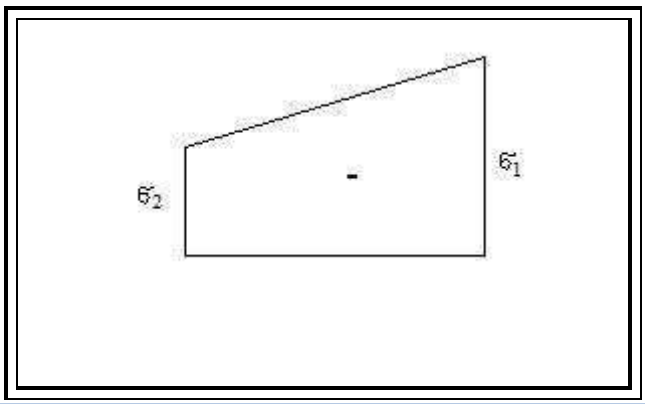



Figure 5-11 : Diagramme des contraintes (SET)

**c.** Si $\sigma_1$ et $\sigma_2$ sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

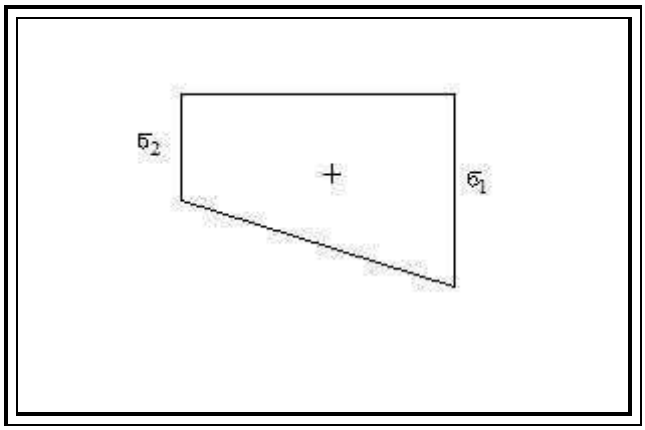



Figure 5-12 : Diagramme des contraintes (SEC)

## V.2.3.4. Recommandations réglementaires :

### V.2.3.4.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \dfrac{2xA_v}{a.b} \le 5\%$

*Avec :*

a = l'épaisseur du voile
b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ $\varphi_{ver}$: diamètre vertical.

### V.2.3.4.b. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales ($A_h$) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\, a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \quad : \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ $\tau_b$ : contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$ : contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ $A_h$: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

### V.2.3.4.c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance $F_eE$ 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

### V.2.3.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

**(RPA 99 et CBA 93)**

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}[1.5a\,;\,30\text{cm}]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

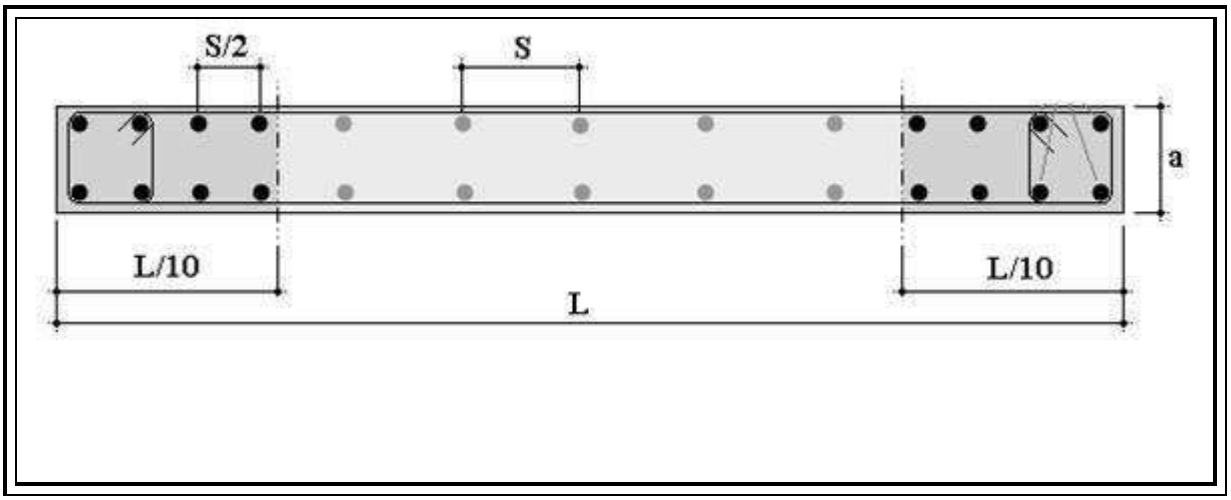



Figure 5-13 : disposition des armatures verticales dans les voiles

## V.2.3.3. les voiles pleins :

### V.2.3.3.1.les armatures verticale :

**Détermination des armatures de résistance :**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-16 : calcul des armateurs verticaux

| | niveau | voile | S | N | M | sit | type | $A_{cal}$ | $A_{min}^{RPA}$ | $A_{min}^{CBA}$ | $S_v$ | choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (x) | s.sol | $V_1$ | 1 x295 | 1666.87 | 1317.86 | ACC | SPT | 12.52 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x300 | 2211.88 | -1729.5 | ACC | SPT | 12.72 | 10. 0 | 2.70 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | RDC | $V_1$ | 1 x295 | 1254.90 | 1188.63 | ACC | SPT | 12.52 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x295 | 1017.06 | 753.73 | ACC | SPT | 12.52 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x300 | 855.81 | 650.87 | ACC | SPT | 12.72 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x300 | 608.77 | 400.69 | ACC | SPT | 12.72 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x305 | 391.67 | 392.30 | ACC | SPT | 12.92 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x305 | 218.85 | 286.23 | ACC | SPT | 12.92 | 12.0 | 3.02 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| (Y) | s.sol | $V_1$ | 1 x320 | 1698.46 | 1072.55 | ACC | SPT | 13.52 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x420 | 1845.74 | 570.58 | ACC | SEC | 17.52 | 15.12 | 3.7 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | RDC | $V_1$ | 1 x320 | 1430.94 | 921.09 | ACC | SPT | 13.52 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x320 | 1159.46 | 350.75 | ACC | SEC | 13.52 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x325 | 974.66 | 330.121 | ACC | SEC | 13.72 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x325 | 702.455 | 282.82 | ACC | SEC | 13.72 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x330 | 470.60 | 280.88 | ACC | SPT | 13.92 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x330 | 244.00 | 220.02 | ACC | SPT | 13.92 | 12.9 | 3.24 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |

Tableau 5-17 : calcul des armateurs verticaux

| | $A_{choisis}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | vérification |
|---|---|---|---|---|
| Voiles 1 | 18.10 | 3.78 | 12.96 | C.V |
| Voile 2 | 18.10 | 3.78 | 12.96 | C.V |

**Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-18 : vérification des armatures a ELS des voiles

| | niveau | voile | S | N | M | sit | $A_{adop}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $verification$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (x) | s.sol | $V_1$ | 1 x295 | 1264.09 | -1687.06 | ACC | 18.10 | 8.17 | 120.68 | cv |
| | | V2 | 1 x300 | 1576.30 | -1695.77 | ACC | 18.10 | 8.11 | 120.2 | cv |
| | RDC | $V_1$ | 1 x295 | 1090.87 | -35.76 | ACC | 18.10 | 1.97 | 29.51 | cv |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x295 | 885.69 | 2.99 | ACC | 18.10 | 1.52 | 22.83 | cv |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x300 | 750.00 | 9.19 | ACC | 18.10 | 1.29 | 19.32 | cv |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x300 | 536.79 | 39.26 | ACC | 18.10 | 1.02 | 15.21 | cv |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x305 | 345.57 | 63.95 | ACC | 18.10 | 0.75 | 11.22 | cv |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x305 | 200.15 | 55.38 | ACC | 18.10 | 0.49 | 7.25 | cv |
| (Y) | s.sol | $V_1$ | 1 x320 | 1456.84 | -221.97 | ACC | 18.10 | 2.88 | 43.04 | cv |
| | | V2 | 1 x420 | 1218.40 | -18.63 | ACC | 18.10 | 1.53 | 22.99 | cv |
| | RDC | $V_1$ | 1 x320 | 1221.30 | 106.60 | ACC | 18.10 | 2.21 | 33.09 | cv |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x320 | 955.93 | 112.11 | ACC | 18.10 | 1.80 | 26.98 | cv |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x325 | 847.67 | 99.01 | ACC | 18.10 | 1.57 | 23.52 | cv |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x325 | 619.30 | 71.57 | ACC | 18.10 | 1.15 | 17.16 | cv |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x330 | 420.71 | 63.98 | ACC | 18.10 | 0.80 | 12.02 | cv |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x330 | 226.21 | 46.38 | ACC | 18.10 | 0.46 | 6.89 | cv |

### V.2.3.3.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau 5-19 : calcul des armateurs horizontaux

| | niveau | voile | e | H | $V_u$ | $\tau_u$ | $\bar{\tau}_u$ | v r | $\varnothing_h$ | $S_h$ | $A_{min}^{RPA}$ | choix | A final |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (x) | s.sol | $V_1$ | 1 | 3 5 | 21 .79 | 0.49 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | | V2 | 1 | 3 5 | 89.24 | 0.2 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | RDC | $V_1$ | 1 | 379 | 239.47 | 1.4 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 271 | 271.79 | 0. 7 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 271 | 290.9 | 0.93 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 271 | 157.10 | 0.50 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 271 | 139.74 | 0.45 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 120.20 | 0.3 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| (Y) | s.sol | $V_1$ | 1 | 3 5 | 172.91 | 0.39 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | | V2 | 1 | 3 5 | 558.75 | 1.25 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | RDC | $V_1$ | 1 | 379 | 271.31 | 0. 2 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 271 | 95.00 | 0.30 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 271 | 111.24 | 0.35 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 271 | 0.27 | 0.19 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 271 | 5 .47 | 0.1 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 71.92 | 0.23 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |

### V.2.3.3.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\varnothing_t$ est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau 5-20 : diamètre des armateurs transversaux

| armatures longitudinales $Ø_v$ | épingles $Ø_t$ |
|---|---|
| HA 8 à HA 16 | HA 6 |
| HA 20 | HA 8 |
| HA 25 | HA 10 |
| HA 32 | HA 12 |
| HA 40 | HA 14 |

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par $m^2$ au moins.

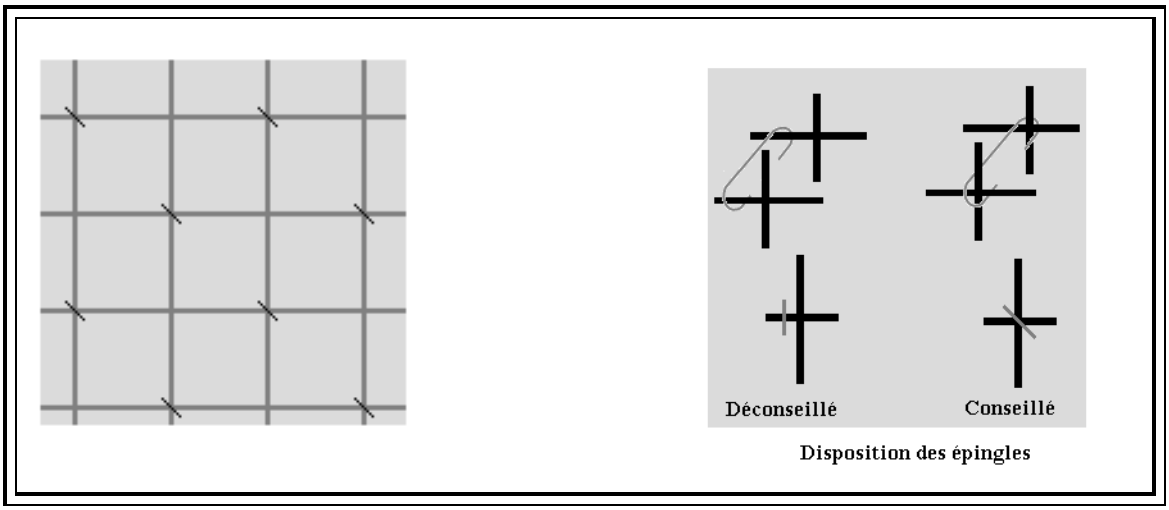



Figure 5-14 : disposition des armateurs transversaux (épingles)

### V.2.3.4. les voile avec ouverture :

#### V.2.3.4.1.les trumeaux :

**Las armateurs verticaux :**

Tableau 5-21 : calcul des armateurs verticaux

| | niveau | voile | S | N | M | sit | type | $A_{cal}$ | $A_{min}^{RPA}$ | $A_{min}^{CBA}$ | $S_v$ | choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (X) | RDC | $V_1$ | 1 x130 | 931.53 | 261.23 | ACC | SPT | 5.92 | 4. | 1.17 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x130 | 652.15 | 156.01 | ACC | SPT | 5.92 | 4. | 1.17 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x130 | 561.46 | 115.05 | ACC | SEC | 5.92 | 4. | 1.17 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x130 | 413.69 | 67.70 | ACC | SEC | 5.92 | 4. | 1.17 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x130 | 278.57 | 65.14 | ACC | SPT | 5.92 | 4. | 1.17 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x130 | 153.61 | 34.78 | ACC | SPT | 5.92 | 4. | 1.17 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| (Y) | RDC | $V_1$ | 1 x150 | 1330.85 | 129.94 | ACC | SEC | 6.72 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(7HA12) 2x7.92** |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x150 | 879.52 | 50.37 | ACC | SEC | 6.72 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(7HA12) 2x7.92** |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x150 | 706.44 | 26.87 | ACC | SEC | 6.72 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(7HA12) 2x7.92** |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x150 | 480.80 | 22.91 | ACC | SEC | 6.72 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(7HA12) 2x7.92** |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x150 | 334.81 | 28.88 | ACC | SEC | 6.72 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(7HA12) 2x7.92** |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x150 | 173.14 | 28.91 | ACC | SEC | 6.72 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(7HA12) 2x7.92** |

**Vérification à E.L.S :**

Tableau 5-22 : vérification des armatures a ELS des voiles

| | niveau | voile | S | N | M | sit | $A_{adop}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $verification$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (X) | RDC | $V_1$ | 1 x130 | 341.66 | 48.38 | ACC | .79 | 2.11 | 31.22 | CV |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x130 | 376.32 | -6.92 | ACC | .79 | 1.59 | 23.80 | CV |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x130 | 334.19 | -23.45 | ACC | .79 | 1.69 | 25.09 | CV |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x130 | 256.40 | -18.17 | ACC | .79 | 1.30 | 19.29 | CV |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x130 | 157.13 | -7.45 | ACC | .79 | 0.74 | 10.98 | CV |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x130 | 88.36 | -5.98 | ACC | .79 | 0.44 | 6.58 | CV |
| (Y) | RDC | $V_1$ | 1 x150 | 802.51 | -154.26 | ACC | 7.92 | 4.56 | 67.56 | CV |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x150 | 598.30 | -58.92 | ACC | 7.92 | 2.73 | 40.64 | CV |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x150 | 495.38 | -58.57 | ACC | 7.92 | 2.38 | 35.39 | CV |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x150 | 350.31 | -20.58 | ACC | 7.92 | 1.44 | 21.43 | CV |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x150 | 235.89 | -16.49 | ACC | 7.92 | 1.00 | 14.89 | CV |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x150 | 125.98 | 7.27 | ACC | 7.92 | 0.52 | 7.69 | CV |

**Las armateurs horizontaux :**

Tableau 5-23 : calcul des armateurs horizontaux

| | niveau | voile | e | H | $V_u$ | $\tau_u$ | $\overline{\tau}_u$ | v r | $\varnothing_h$ | $S_h$ | $A_{min}^{RPA}$ | choix | A final |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (X) | RDC | $V_1$ | 1 | 379 | 163.68 | 0.37 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 271 | 121.19 | 0.39 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 271 | 84.40 | 0.27 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 271 | 55.65 | 0.1 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 271 | 52.86 | 0.17 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 32.89 | 0.10 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| (Y) | RDC | $V_1$ | 1 | 379 | 131.94 | 0.30 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 271 | 86.91 | 0.2 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 271 | 64.25 | 0.20 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 271 | 53.42 | 0.17 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 271 | 49.36 | 0.1 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 50.55 | 0.1 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |

**V.2.3.4.2.les linteaux :**

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

**Recommandations réglementaires**

- **Selon le CBA 93**

Même conditions que pour les poutres.

- **Selon le RPA 99**

✓ Contrainte limite de cisaillement: $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$ [3]

Ou: $\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b_0 * d}$ avec $\overline{V_u} = 1.4 V_u$

$b_0$: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile.

$V_u$: effort tranchant ultime.

✓ Ferraillage: on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion: $A_l$
- Des aciers transversaux: $A_t$
- Des aciers en partie courante: $A_c$

## 1. Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{28}$)

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \quad \text{Avec} \quad Z = h - 2d' \quad [3]$$

M: moment du à l'effort tranchant.

h: hauteur totale du linteau.

d: distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux:**

On distingue deux cas:

$$\lambda = \frac{L}{H} \begin{cases} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{cases}$$

### a. linteau long ($\lambda > 1$)

On à: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$ [3]

$S_t$: espacement entre les armatures transversales.

$A_t$: section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

$Z = h - 2\,d'$

**b. linteau court** $(\lambda < 1)$

On doit avoir: $S_t \leq \dfrac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$ **[3]**

$$T = \min(V_1, V_2) \; ; \; V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \; ; \; V_2 = 2Vu$$

$M_{ci}$ , $M_{cj}$: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " $L_{ij}$ ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l . f_e . Z \quad \text{avec} \quad Z = h - 2d'$$

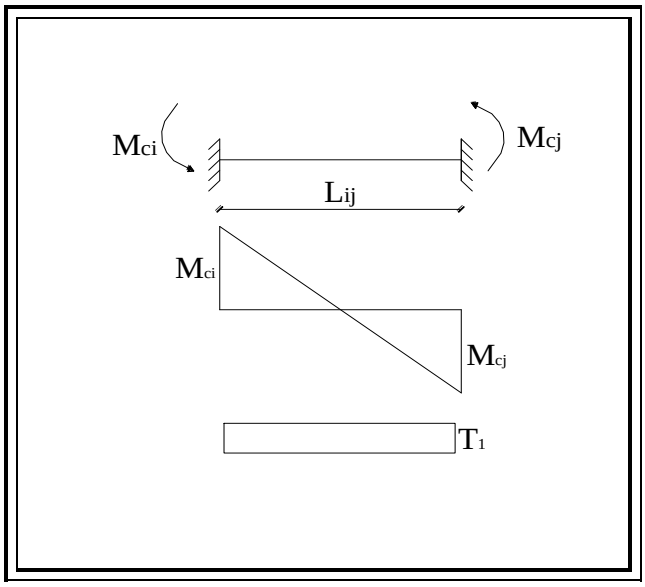



Figure 5-15 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

**2. Deuxième cas** $(\tau_b > 0.06 f_{28})$

Dans ce cas, il y à lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " $A_D$ " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha . f_e} \quad \text{avec:} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L} \quad \textbf{[3]}$$

$V = V_u$ (sans majoration)

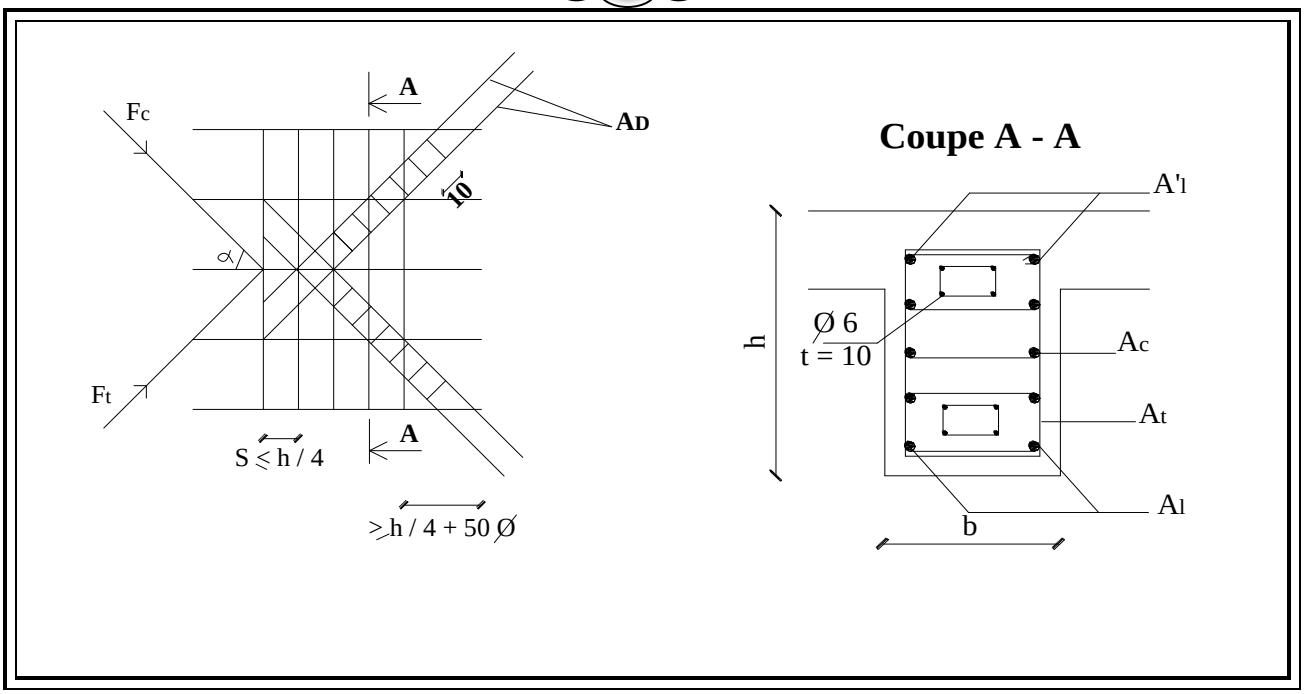



Figure 5-16 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

❖ **Selon le RPA 9**

on a:

$$A_l \geq 0.15\%\, b.h$$

$$A_c \geq 0.2\%\, b.h$$

$$\begin{cases} A_D = 0 & \text{si } \tau_b \leq 0.06\, f_{c28} \\ A_D = 0.15\%\, b.h & \text{si } \tau_b > 0.06\, f_{c28} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.15\%\, b.s & \text{si } \tau_b \leq 0.025\, f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\%\, b.s & \text{si } \tau_b > 0.025\, f_{c28} \end{cases}$$

### V.2.3.5.Calcule de ferraillage suivant l'axe X :

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

#### V.2.3.5.1.Les armateurs longitudinaux :

Tableau 5-24 : Calcul de l'armature longitudinal

| | h (cm) | e (cm) | L (cm) | T kN | τ Mpa | τ≤0.0 xfc2 | M | Al (cm ) | A min | St (cm) | choix | A **fin** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC / 1ere | 274 | 1 | 120 | 323. 1 | 0.73 | Flexion simple | 1.13 | 0.01 | 7.39 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 1 ere / 2 eme | 1 | 1 | 120 | 13 . | 0.51 | Flexion simple | 1.21 | 0.03 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 2 eme / 3 eme | 1 | 1 | 120 | 141.10 | 0.52 | Flexion simple | 1.53 | 0.03 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 3 eme / 4 eme | 1 | 1 | 120 | .55 | 0.25 | Flexion simple | 1. 4 | 0.04 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 4 eme / 5 eme | 1 | 1 | 120 | 49. | 0.19 | Flexion simple | 1.74 | 0.04 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |

#### V.2.3.5.2.Les armateurs transversaux :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau 5-25 : Calcul de l'armature transversal

| | λ | Vu | Mci (kN.m) | Mcj (kN.m) | V1 (kN) | V2 (kN) | min | s (cm) | At | Atmin RPA | Ac |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC / 1ere | 0.44 | 323. 1 | 973.7 | 973.7 | 1 22.97 | 47.22 | 47.22 | 20 | 3.23 1 | 0.9 | 9. 4 |
| 1 ere / 2 eme | 0.72 | 13 . | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 273.7 | 273.7 | 20 | 1.3 | 0.54 | 5.97 |
| 2 eme / 3 eme | 0.72 | 141.10 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 2 2.20 | 2 2.20 | 20 | 1.411 | 0.54 | 5.97 |
| 3 eme / 4 eme | 0.72 | .55 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 133.10 | 133.10 | 20 | 0. 55 | 0.54 | 5.97 |
| 4 eme / 5 eme | 0.72 | 49. | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 99.7 | 99.7 | 20 | 0.49 | 0.54 | 5.97 |

### V.2.3.5.Calcule de ferraillage Suivant l'axe Y :

#### V.2.3.5.1.Les armateurs longitudinaux :

Tableau 5-26 : Calcul de l'armature longitudinal

| | h (cm) | e (cm) | L (cm) | T kN | τ Mpa | τ≤0.0 xfc2 | M | Al (cm ) | A min | St (cm) | choix | A **fin** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC / 1ere | 274 | 1 | 120 | 220.0 | 0.50 | Flexion simple | 0.22 | 0.003 | 7.39 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 1 ere / 2 eme | 1 | 1 | 120 | 1 .04 | 0. 2 | Flexion simple | 0.35 | 0.00 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 2 eme / 3 eme | 1 | 1 | 120 | 15 .95 | 0.5 | Flexion simple | 0.5 | 0.012 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 3 eme / 4 eme | 1 | 1 | 120 | 10 .2 | 0.40 | Flexion simple | 0. 3 | 0.01 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 4 eme / 5 eme | 1 | 1 | 120 | 5. | 0.32 | Flexion simple | 0.52 | 0.011 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |

#### V.2.3.5.2.Les armateurs transversaux :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau 5-27 : Calcul de l'armature transversal

| | λ | Vu | Mci (kN.m) | Mcj (kN.m) | V1 (kN) | V2 (kN) | min | s (cm) | At | Atmin RPA | Ac |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC / 1ere | 0.44 | 220.0 | 973.7 | 973.7 | 1 22.97 | 440.17 | 440.17 | 20 | 2.200 4 | 0.54 | 9. 4 |
| 1 ere / 2 eme | 0.72 | 1 .04 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 332.0 | 332.0 | 20 | 1. 04 | 0.54 | 5.97 |
| 2 eme / 3 eme | 0.72 | 15 .95 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 313.90 | 313.90 | 20 | 1.5 95 | 0.54 | 5.97 |
| 3 eme / 4 eme | 0.72 | 10 .2 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 212.52 | 212.52 | 20 | 1.0 2 | 0.54 | 5.97 |
| 4 eme / 5 eme | 0.72 | 5. | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 171.72 | 171.72 | 20 | 0. 5 | 0.54 | 5.97 |

## V.3. Ferraillage des éléments résistants du Bloc B :

### V.3.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

#### V.3.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Tableau 5-28 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc B

| | Niveau | Section | Position | Mu (KN.m) | Combinaison | A' ($cm^2$) | Acalcule ($cm^2$) | $A_{min}$ RPA ($cm^2$) | $A_{min}$ CBA ($cm^2$) | A choisies ($cm^2$) | Barre de montage | $A_{tot}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Intermédiaire | Terrasse | 30x40 | Travée | 39.78 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 3.2 | 5.25 | 1.2 | 3HA12 | 3HA12 | .7 |
| | | | Appui | -67.98 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 5.55 | 5.25 | 1.2 | 5HA12 | 3HA12 | 9.04 |
| | RDC,1 2,3 et 4 | 30x40 | Travée | 35.67 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 2.8 | 5.25 | 1.2 | 3HA12 | 3HA12 | .7 |
| | | | Appui | -58.97 | G+Q+Edy | 0.00 | 4.77 | 5.25 | 1.2 | 5HA12 | 3HA12 | 9.04 |
| | Sous sol | 30x40 | Travée | 49.53 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 4.00 | 5.25 | 1.2 | 5HA12 | 3HA12 | 9.04 |
| | | | Appui | -71.87 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 5.89 | 5.25 | 1.2 | 4HA14 | 3HA12 | 9.55 |
| Rive | Terrasse | 30x40 | Travée | 25.56 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 2.00 | 5.25 | 1.2 | 3HA12 | 3HA12 | .7 |
| | | | Appui | -45.55 | G+Q+Edy | 0.00 | 3.64 | 5.25 | 1.2 | 5HA12 | 3HA12 | 9.04 |
| | RDC, 1 2,3 et 4 | 30x40 | Travée | 24.26 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 1.9 | 5.25 | 1.2 | 3HA12 | 3HA12 | .7 |
| | | | Appui | -63.05 | G+Q+Edy | 0.00 | 5.12 | 5.25 | 1.2 | 5HA12 | 3HA12 | 9.04 |
| | Sous sol | 30x40 | Travée | 23.83 | 1,35.G+1,5.Q | 0.00 | 1.86 | 5.25 | 1.2 | 3HA12 | 3HA12 | .7 |
| | | | Appui | -70.11 | G+Q+Edy | 0.00 | 5.73 | 5.25 | 1.2 | 4HA14 | 3HA12 | 9.55 |

Tableau 5-29 : vérification de ferraillage longitudinal des poutres principales avec les règlements

| | $A_{totale}$ ($A_{choisis}+A_{montage}$) ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| Poutre intermédiaire | 6.78 | 1.2 | 5.25 | C.V |
| Poutre de rive | 9.55 | 1.2 | 5.25 | C.V |

Tableau 5-30 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales du bloc B

| | Niveau | position | $M_{ser}$ (KN.m) | combinaison | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Intermédiaire | Terrasse | Travée | 28.96 | G+Q | **3.39** | 5.0 | - | C.V |
| | | Appui | -49.48 | G+Q | 5.65 | 7.8 | - | |
| | RDC et Etages | Travée | 25.91 | G+Q | **3.39** | 1.7 | - | C.V |
| | | Appui | -44.19 | G+Q | 5.65 | 7.0 | 201.6 | |
| | Sous sol | Travée | 35.28 | G+Q | **5.65** | 5.1 | - | C.V |
| | | Appui | -51.15 | G+Q | 6.16 | 7.9 | - | |
| Rive | Terrasse | Travée | 18.78 | G+Q | **3.39** | 3.2 | - | C.V |
| | | Appui | -27.19 | G+Q | 5.65 | 4.3 | 201.6 | |
| | RDC et Etages | Travée | 17.77 | G+Q | **3.39** | 3.1 | 151.2 | C.V |
| | | Appui | -25.97 | G+Q | 5.65 | 4.1 | - | |
| | Sous sol | Travée | 17.51 | G+Q | **3.39** | 3.0 | - | C.V |
| | | Appui | -19.69 | G+Q | 6.16 | 3.1 | 166.6 | |

Tableau 5-31: Calcul de $\overline{\tau}_u$

| **Fissuration** | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
|---|---|---|
| $\overline{\tau}_u$ | $\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ | $\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ |
| **situation durable** | $\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ | $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ |
| **Situation accidentelle** | $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ | $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ |

Tableau 5-32 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc

| | Niveau | Vu (KN) | Combinaison | τu (Mpa) | $\overline{\tau_u}$ (Mpa) | $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 94.43 | 1.35G+1.5Q | 0. 4 | 3.33 | cv |
| | Etage | 84.53 | 1.35G+1.5Q | 0.75 | 3.33 | cv |
| | Sous sol | 113.00 | 1.35G+1.5Q | 1.00 | 3.33 | cv |
| Rive | Terrasse | 63.53 | 1.35G+1.5Q | 0.5 | 3.33 | cv |
| | Etage | 59.68 | 1.35G+1.5Q | 0.53 | 3.33 | cv |
| | Sous sol | 65.18 | 1.35G+1.5Q | 0.5 | 3.33 | cv |

## V.3.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires:

Tableau 5-33 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc B

| | Niveau | position | Mu (KN.m) | combinaison | A' (cm) | $A_{calcul}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | Barre montage |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| INTERMEDIAIRE | Terrasse | Appui | -17.47 | G+Q+Edx | 0.00 | 1.26 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |
| | RDC et Etage | Appui | -15.09 | G+Q+Edx | 0.00 | 1.09 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |
| | Sous sol | Appui | -26.94 | G+Q+Edx | 0.00 | 1.97 | 3HA12 | 3.39 | 3HA12 |
| RIVE | Terrasse | Appui | -55.66 | G+Q+Edx | 0.00 | 4.22 | 5HA12 | 5.65 | 5HA12 |
| | RDC et Etages | Appui | -66.75 | G+Q+Edx | 0.00 | 5.14 | 5HA12 | 5.65 | 5HA12 |
| | Sous sol | Appui | -67.28 | G+Q+Edx | 0.00 | 5.18 | 5HA12 | 5.65 | 5HA12 |

Tableau 5-34 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc B

| | Niveau | position | $M_{ser}$ (KN.m) | combinaison | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| INTERMEDIAIRE | Terrasse | Appui | -16.50 | G+Q | 3.39 | 3.6 | 163 | CV |
| | RDC | Appui | -10.98 | G+Q | 3.39 | 1.5 | 19 | CV |
| | Sous sol | Appui | -10.74 | G+Q | 3.39 | 1.4 | 18.6 | CV |
| RIVE | Terrasse | Appui | -40.64 | G+Q | 5.65 | 8 | 400 | CV |
| | RDC et Etages | Appui | -41.05 | G+Q | 5.65 | 8.1 | 400 | CV |
| | Sous sol | Appui | -38.34 | G+Q | 5.65 | 7.6 | 377 | CV |

Tableau 5-35 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires du bloc B

| | Niveau | Vu (KN) | Combinaison | τu (Mpa) | $\overline{\tau_u}$ (Mpa) | $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 32.55 | G+Q+Edx | 0.33 | 3.26 | cv |
| | Etage | 31.30 | G+Q+Edx | 0.32 | 3.26 | cv |
| | Sous sol | 45.02 | G+Q+Edx | 0.4 | 3.26 | cv |
| Rive | Terrasse | 55.12 | G+Q+Edx | 0.5 | 3.26 | cv |
| | Etage | 39.12 | G+Q+Edx | 0.40 | 3.26 | cv |
| | Sous sol | 23.10 | G+Q+Edx | 0.23 | 3.26 | cv |

**V.3.2.Calcul des armatures transversales** *:*

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4} \text{et} 12\varphi\right) \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d\,;\ 40\text{cm}) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($A_t$) ainsi que leur espacement ($S_t$) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-36 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires du bloc

| | | CBA 93 | | RPA 99 | | | St adopte (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | $\tau_u$ (Mpa) | st (cm) | At ($cm^2$) | S (ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | At ($cm^2$) | S (ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | $A_t$ choisie ($cm^2$) | nombre des barres |
| 30*40 | 1.00 | 33.75 | 2,01 | 10 | 20 | 0.9 | 10 | 20 | 2,01 | 4φ8 |
| 30*35 | 0.5 | 29.25 | 2,01 | 8.75 | 17.5 | 0.78 | 10 | 15 | 2,01 | 4φ8 |

**V.3.3.Vérification de la flèche** :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

4. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
5. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
6. $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 5-37: Vérification de la flèche des poutres du bloc B

| | 1ere condition | | | 2eme condition | | | 3eme condition | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{h}{L}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L}$ | $\frac{Mt}{10Mo}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$ | $\rho = \frac{A}{bd}$ | $\frac{4.2}{fe}$ | $\rho \leq \frac{4.2}{fe}$ |
| PP | 0.091 | 0.0625 | **c.v** | 0.091 | 0.16 | **c.n.v** | 0.0058 | 0.0105 | **c.v** |
| PS | 0.1 | 0.0625 | **c.v** | 0.1 | 0.16 | **c.n.v** | 0.0057 | 0.0105 | **c.v** |

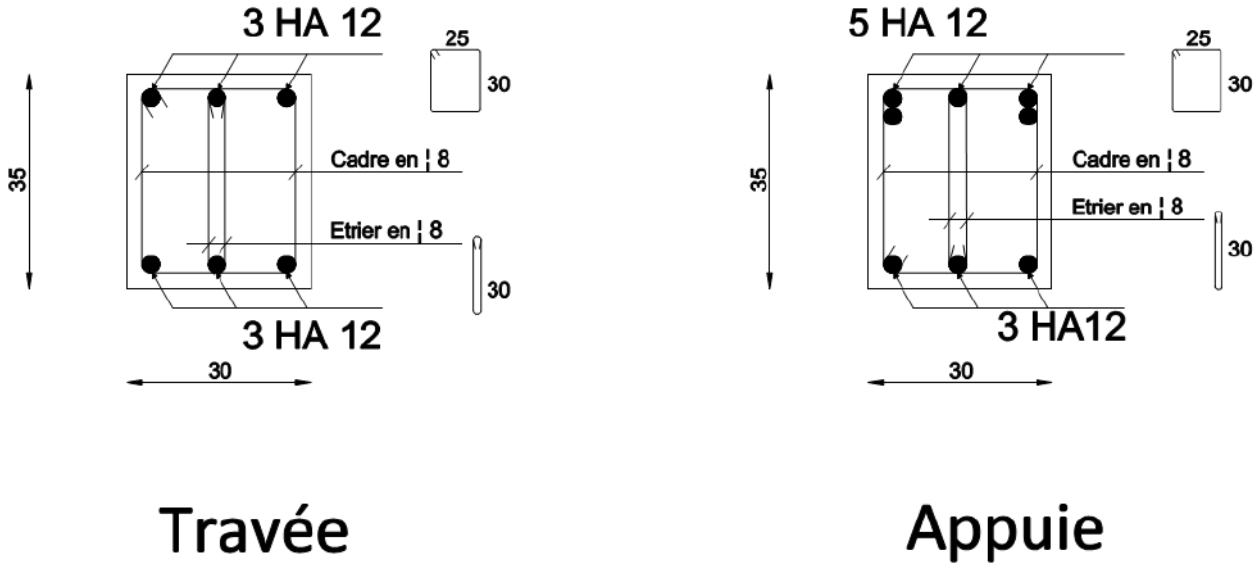



Figure 6-17 : Ferraillage des poutres principales de RDC et les étages courants du Bloc B

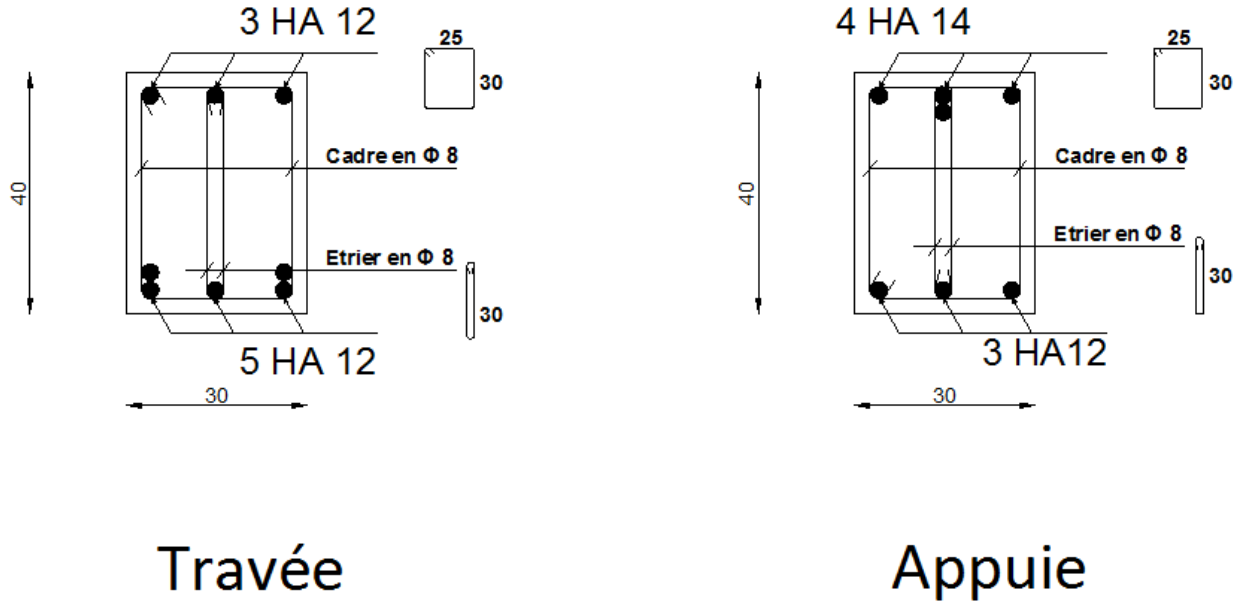



Figure 6-18 : Ferraillage des poutres principales du sous sol du Bloc B

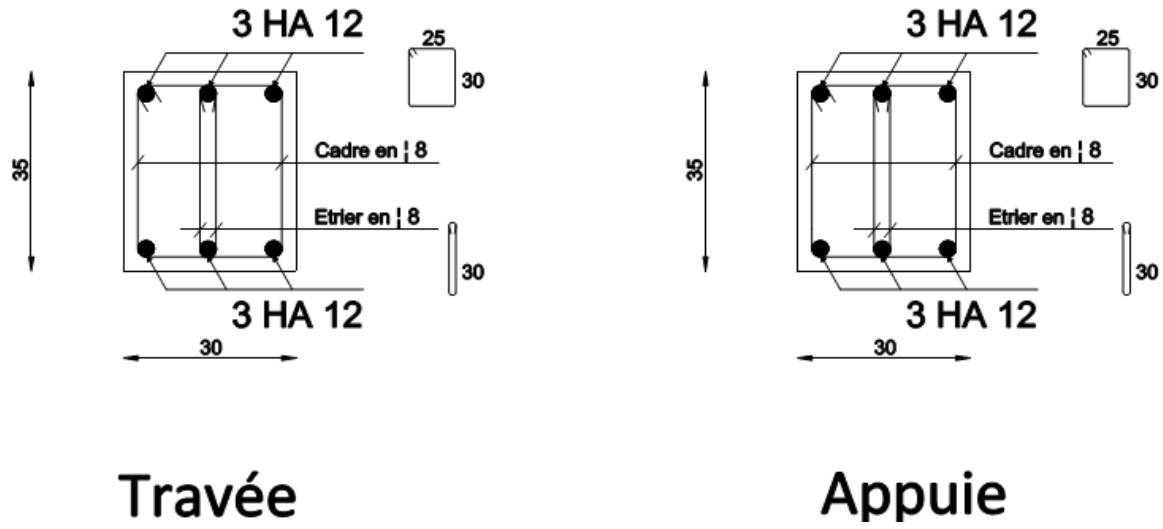



Figure 6-19 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire de RDC et les étages courants du Bloc B

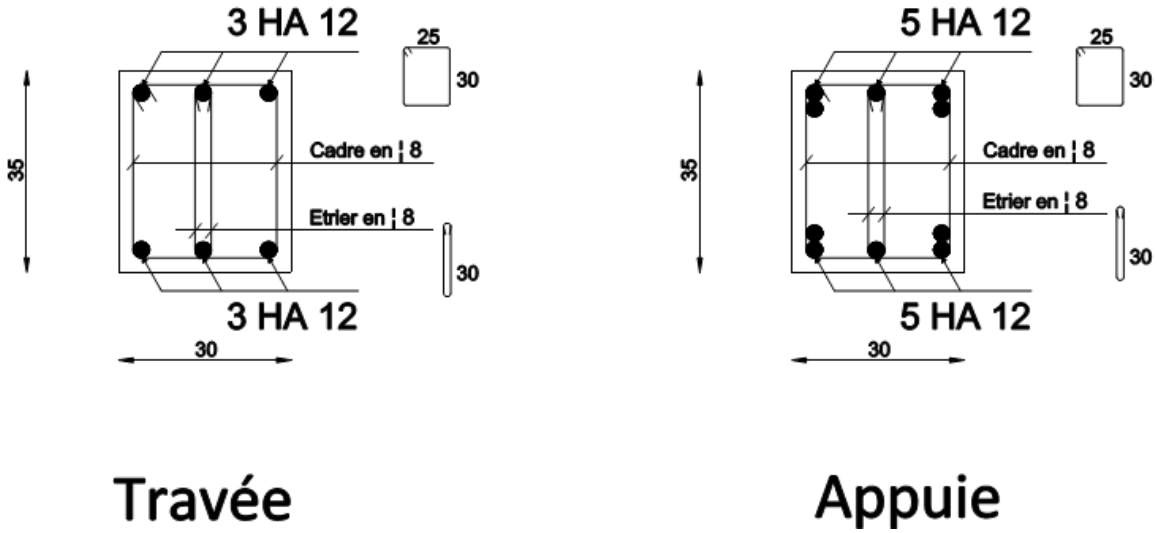



Figure 6-20 : Ferraillage des poutres secondaires de rive de RDC et les étages courants du Bloc B

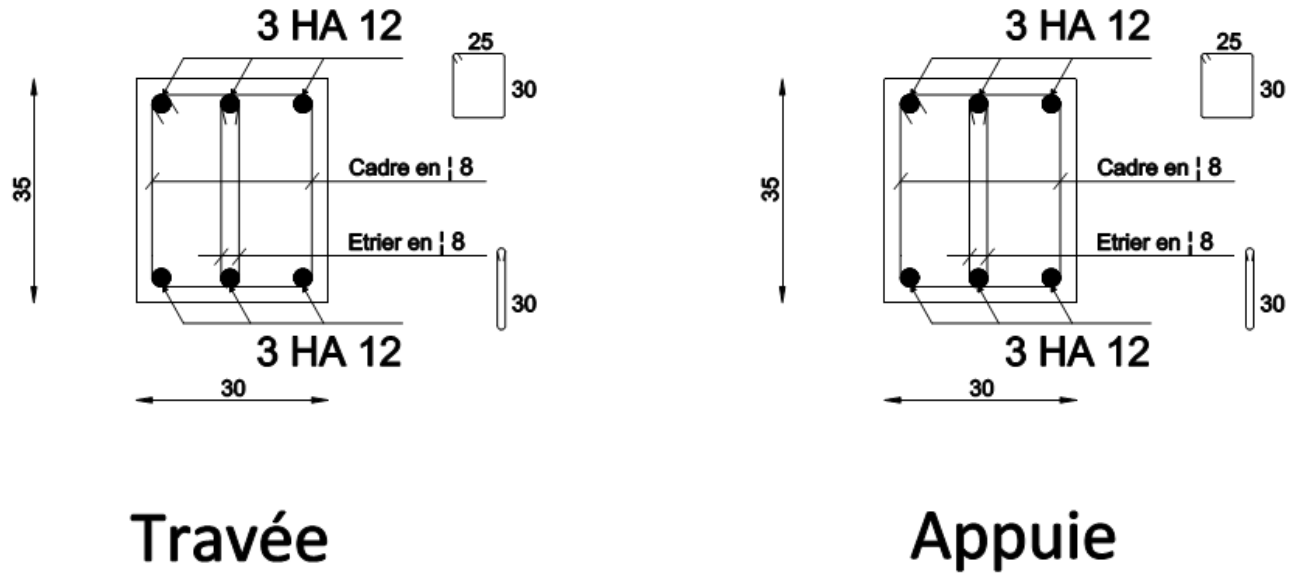



Figure 6-21 : Ferraillage des poutres secondaires de l'intermédiaire du sous sol du Bloc B

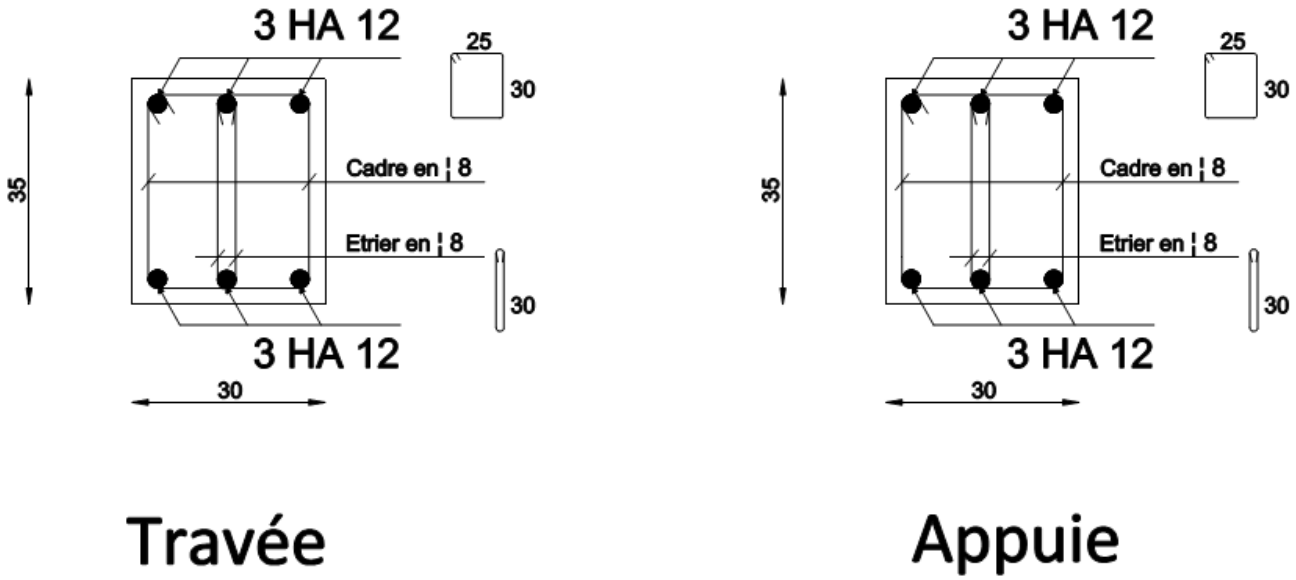



Figure 6-22 : Ferraillage des poutres secondaires de rive du sous sol du Bloc B

## V.3.2. Ferraillage des poteaux du Bloc B:

### V.3.2.1. Introduction:

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort " N " et un moment fléchissant "M " dans le sens longitudinal et transversal.

Alors, on va répéter tous les étapes de calcul avec les mêmes conditions du bloc précédent.

### V.3.2.2. Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 5-38: Ferraillage des poteaux du Bloc B

| Niveaux | Cas | N | $M_x$ | $M_y$ | situation | $As_1$ | $As_2$ | sec | $A_{min}$ (RPA) | $A_{chiosi}$ ($cm^2$) | $A_{final}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1054.32 | -9.86 | -8.85 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 102.51 | 16.51 | 20.25 | G+Q+EdX | 1.87 | 1.33 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -364.43 | 4.61 | 2.60 | 0, .G+EdY | 2.28 | 2.28 | SET | | | |
| s.sol (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1804.37 | 1.27 | -7.13 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1059.16 | -0.007 | -32.83 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 205.64 | 8.60 | -0.16 | 0, .G+EdY | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| RDC (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1550.07 | 1.96 | -18.57 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1049.36 | -82.54 | 5.28 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -437.94 | 16.12 | 0.17 | 0,8.G+EdY | 3.31 | 3.31 | SET | 12.8 | 12.8 | **8HA16 = 16.08** |
| RDC (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1529.35 | 11.86 | 29.91 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 868.24 | 80.65 | 14.28 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 265.35 | 0.46 | 29.12 | 0,8.G+EdY | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| 1 (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1296.44 | 3.22 | -25.79 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 817.25 | -80.09 | 1.77 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -192.38 | 19.04 | 0.32 | 0,8.G+EdY | 1.85 | 1.85 | SET | | | |
| 1 (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1138.97 | -9.38 | -0.09 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 669.09 | 69.94 | 9.37 | G+Q+EdX | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 224.26 | -1.10 | 31.26 | 0,8.G+EdY | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| 2 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1041.34 | 6.36 | -27.03 | 1,35.G+1,5.Q | 2 | 1.2 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 486.45 | 79.50 | -2.43 | G+Q+EdX | 2.66 | 0.14 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -82.10 | 22.57 | 0.84 | 0,8.G+EdY | 1.63 | 1.17 | SPC | | | |
| 2 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 914.83 | -10.92 | -1.72 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 536.81 | 69.26 | 11.74 | G+Q+EdX | 1.86 | 0.94 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 184.20 | -3.11 | 34.45 | 0,8.G+EdY | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| 3 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 788.62 | 9.19 | -25.28 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 433.50 | -76.52 | 2.54 | G+Q+EdX | 2.68 | 0.12 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -41.65 | 25.15 | -0.07 | 0,8.G+EdY | 1.98 | 0.82 | SPC | | | |
| 3 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 699.48 | -12.21 | -1.45 | 1,35.G+1,5.Q | 1.75 | 1.05 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 406.69 | 66.78 | 13.50 | G+Q+EdX | 2.48 | 0.32 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 146.47 | -5.10 | 35.43 | 0,8.G+EdY | 1.75 | 1.05 | SPC | 9.8 | 9.8 | **8HA14 = 12.32** |
| 4 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 532.49 | 5.77 | -16.82 | 1,35.G+1,5.Q | 1.5 | 0.9 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 294.27 | -40.53 | 2.20 | G+Q+EdX | 1.98 | 0.42 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -37.96 | 15.10 | 0.73 | 0,8.G+EdY | 1.2 | 1.2 | SPC | | | |
| 4 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 480.93 | -7.33 | -0.68 | 1,35.G+1,5.Q | 1.95 | 0.45 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 278.17 | 34.31 | 8.08 | G+Q+EdX | 1.50 | 0.90 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 104.74 | -4.02 | 19.53 | 0,8.G+EdY | 0.62 | 1.78 | SPC | | | |
| 5 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 277.99 | -16.70 | -15.84 | 1,35.G+1,5.Q | 1.5 | 0.9 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 115.59 | 36.52 | -3.21 | G+Q+EdX | 2.28 | 0.12 | SPC | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | -25.29 | 17.40 | 0.127 | 0,8.G+EdX | 2.3 | 0.1 | SPC | | | |
| 5 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 266.70 | -7.98 | -0.52 | 1,35.G+1,5.Q | 1.5 | 0.9 | SPC | | | |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | -166.21 | -30.24 | -8.45 | G+Q+EdX | 2.71 | 2.24 | SET | | | |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 56.62 | 9.75 | 4.89 | 0,8.G+EdX | 1.96 | 0.44 | SPC | 7.2 | 7.2 | **8HA12 = 9.05** |

Tableau 5-39 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

| | $A_{choisis}$ $(A_{s1}+A_{s2})$ (cm²) | $A_{min}$ (CBA93) (cm²) | $A_{min}$ (RPA99) (cm²) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **Poteaux 40x40** | 16.04 | 1.6 | 12.8 | C.V |
| **Poteaux 35x35** | 12.32 | 1.22 | 9.8 | C.V |
| **Poteaux 30x30** | 9.05 | 0.9 | 7.2 | C.V |

**V.3.2.3.Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables ($M_{ser}$, $N_{ser}$) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

La fissuration est considérée:

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Pas de vérification à faire.

✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 201,63\,MPa$$

Tableau 5-40: Vérification des poteaux à L.E.S du Bloc B

| Niveaux | Cas | N | $M_x$ | $M_y$ | situation | $As_1$ | $As_2$ | $\sigma_b$ (Mpa) | $\sigma_s$ (Mpa) | ver |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 617.694 | -1.53 | -3.27 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.2 | 47.2 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 116.36 | 0.54 | 4.11 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 0.9 | 12.2 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 51.39 | -0.82 | 15.79 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 1.8 | 19.3 | cv |
| s.sol (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1310.6 | 0.92 | -5.24 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 7.0 | 102.2 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 906.61 | 12.20 | 0.26 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.4 | 77.3 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 606.92 | 2.42 | 4.05 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.5 | 50.1 | cv |
| RDC (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1129.62 | 1.45 | -13.54 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 6.7 | 95.5 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 1082.96 | -12.66 | 7.45 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 6.4 | 92.2 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 169.35 | -5.77 | -1.28 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 1.3 | 17.9 | cv |
| RDC (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1112.9 | 8.60 | 21.68 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 7.6 | 106.1 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 993.04 | 10.34 | -7.78 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 6.2 | 88.0 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 575.64 | -8.34 | 3.14 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.4 | 49.8 | cv |
| 1 (40x40) rive | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 944.88 | 2.394 | 18.67 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 6.2 | 86.4 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 666.41 | 13.26 | 10.18 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 5.0 | 67.9 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 103.37 | 9.43 | 0.9 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 1.3 | 16.3 | cv |
| 1 (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 829.01 | -6.78 | -0.07 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 4.3 | 63.7 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 472.51 | 10.68 | 4.25 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.4 | 46.9 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 468.64 | -10.44 | 4.43 | G+Q | 8.04 | 8.04 | 3.2 | 45.3 | cv |
| 2 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 758.96 | 4.66 | -19.56 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 7.5 | 101.1 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 545.55 | -17.03 | 11.69 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 6.2 | 84.8 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 79.80 | 13.66 | -0.61 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 2.4 | 26.9 | cv |
| 2 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 666.11 | -7.89 | -1.27 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.9 | 72.0 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 364.06 | -13.59 | 6.27 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.2 | 57.9 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 364.06 | -13.59 | 6.27 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.2 | 57.9 | cv |
| 3 rive (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 574.83 | 6.72 | -18.28 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 6.4 | 84.1 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 396.47 | -20.67 | 13.59 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 6.0 | 78.9 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 54.82 | 16.95 | -0.94 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 3.0 | 30.2 | cv |
| 3 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 509.51 | -8.82 | -1.07 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.1 | 58.9 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 272.13 | -16.06 | 7.73 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.1 | 55.0 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 272.13 | -16.06 | 7.73 | G+Q | 6.16 | 6.16 | 4.1 | 55.0 | cv |
| 4 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 388.21 | 4.23 | -12.16 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 6.3 | 79.9 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 261.73 | -13.5 | 8.69 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 6.0 | 76.6 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 21.739 | 11.15 | -0.13 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.0 | 25.8 | cv |
| 4 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 350.577 | -5.30 | -0.50 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.8 | 54.7 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 183.82 | -10.09 | 5.19 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.2 | 53.5 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 183.82 | -10.09 | 5.19 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.2 | 53.5 | cv |
| 5 rive (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 202.793 | -12.11 | -11.48 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 6.2 | 75.2 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 8.335 | 14.25 | -0.59 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.9 | 31.5 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 7.94 | -13.51 | -0.59 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 3.9 | 43.1 | cv |
| 5 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 194.82 | -5.77 | -0.39 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 2.6 | 36.5 | cv |
| | $M_{max}\rightarrow N_{corr}$ | 111.04 | 10.99 | 5.92 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.6 | 49.8 | cv |
| | $N_{mim}\rightarrow M_{corr}$ | 106.00 | -10.54 | 5.50 | G+Q | 4.52 | 4.52 | 4.3 | 51.8 | cv |

**V.3.2.4. Justification des poteaux vis-à-vis l'effort tranchant :**

Tableau 5-41 : vérification des contraintes de cisaillement du Bloc B

| Niveau | Section | $Tu_{max}$ (KN) | $\tau_u$ (MPa) | λ | ρ | Situation | $\overline{\tau_b}$ (MPa) | $\overline{\tau_u}$ (MPa) | Observation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol, RDC et 1 | 40x40 | 57.29 | 0.35 | 25.46 | 0,075 | ACC | 1,875 | 3,26 | CV |
| 2 et 3 | 35x35 | 66.46 | 0.54 | 21.20 | 0,075 | ACC | 1,875 | 3,26 | CV |
| 4 et 5 | 30x30 | 47.04 | 0.52 | 24.73 | 0.075 | ACC | 1,875 | 3,26 | CV |

**V.3.2.5. Armatures transversales :**

D'après le RPA 99 version 2003 Art. 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_1 . f_e}$$

$T_u$ : l'effort tranchant de calcul .

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales

$$t \leq \begin{cases} 10cm & (ZN) \\ (b_1/2, h_1/2, 10\square_1) & (ZC) \end{cases}$$

$\square$ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\rho_a = 2.5$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si $\lambda \leq 5$

La quantité minimale d'armatures transversales en ⍰ est donnée par :

$$\frac{A_t}{t\,b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{Si} \quad \lambda \geq 5 \\ \text{interpoler entre les valeures limites (0.3 et 0.8)}\% & \text{Si } 3 < \lambda < 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

Tableau 5-42 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc A

| Niveau | Section | Tu (KN) | t (cm) | λ | Zone | t (cm) | At (calcul) ($cm^2$) | At min ($cm^2$) | At choisie |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S.sol, RDC et 1 | 40x40 | 57.29 | 15 | 25.46 | ZN | 10 | 0.89 | 1.2 | 4Φ8 |
| | | | | | ZC | 15 | 1.34 | 1,80 | 4Φ8 |
| 2 et 3 | 35x35 | 66.46 | 15 | 21.20 | ZN | 10 | 1.18 | 1.05 | 4Φ8 |
| | | | | | ZC | 15 | 1.78 | 1.57 | 4Φ8 |
| 4 et 5 | 30x30 | 47.04 | 15 | 24.73 | ZN | 10 | 0.98 | 0.90 | 4Φ8 |
| | | | | | ZC | 15 | 1.47 | 1.57 | 4Φ8 |

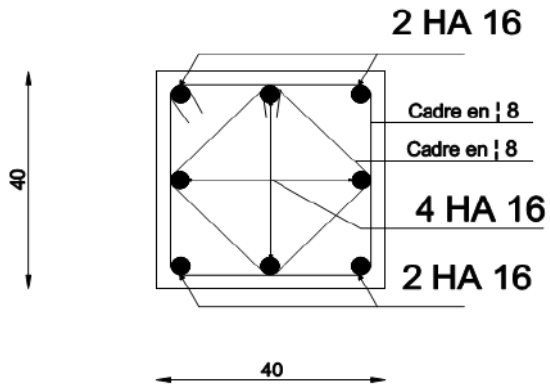



Figure5-23 : ferraillage des poteaux (40x40)

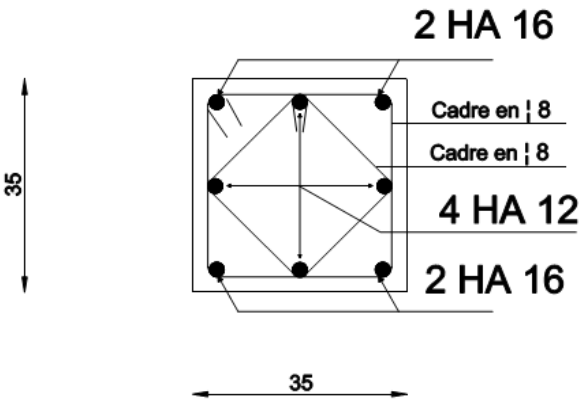



Figure5-24 : ferraillage des poteaux (35x35)

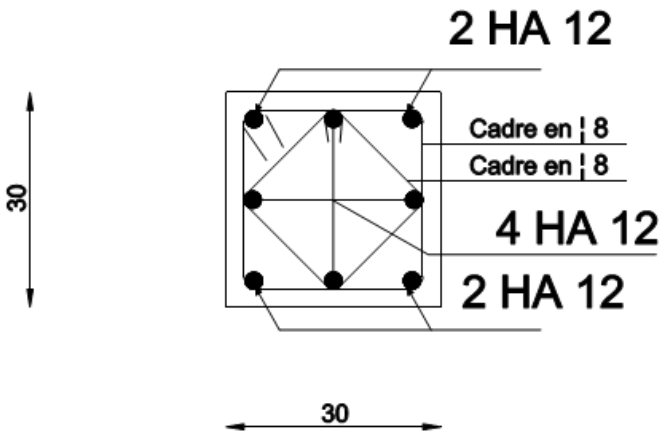



Figure5-25 : ferraillage des poteaux (30x30)

## V.3.3. Ferraillage des voiles pleins :

### V.3.3.1. Les voile plein :

#### V.3.3.1.1. Les armatures verticales :

##### Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-44 : calcul des armateurs verticaux

| | niveau | voile | S | N | M | sit | type | $A_{cal}$ | $A_{min}^{RPA}$ | $A_{min}^{CBA}$ | $S_v$ | choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (x) | s.sol | $V_1$ | 1 x415 | 1 99.05 | 2730. 7 | ACC | SPT | 17.32 | 14.94 | 3.73 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x205 | 1074. 1 | 1157. 7 | ACC | SPT | 8.72 | 7.2 | 1. 0 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | | V3 | 1 x205 | 1011.32 | 617.96 | ACC | SPT | 8.92 | 7.3 | 1. 4 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | RDC | $V_1$ | 1 x415 | 1 1 .17 | 2954.27 | ACC | SPT | 17.32 | 14.94 | 3.73 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x200 | 1 21.1 | 14 9.53 | ACC | SPT | 8.72 | 7.2 | 1. 0 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x3 0 | 1442.3 | 2111.40 | ACC | SPT | 15.92 | 13. | 3.42 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x205 | 145 .97 | 513.57 | ACC | SPT | 8.92 | 7.3 | 1. 4 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 1157.01 | 132 .13 | ACC | SPT | 15.92 | 13. | 3.42 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x205 | 117 .42 | 457.92 | ACC | SPT | 8.92 | 7. | 1. 4 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 59.01 | 14.21 | ACC | SPT | 15.92 | 13. | 3.42 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x205 | 92.47 | 330.03 | ACC | SPT | 8.92 | 7.3 | 1. 4 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 02.43 | 30. | ACC | SPT | 15.92 | 13. | 3.42 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x210 | 32.2 | 274.0 | ACC | SPT | 9.12 | 7.5 | 1. 9 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 293.59 | 473.2 | ACC | SPT | 15.92 | 13. | 3.42 | 20 | 2x(16HA12) 2x18.10 |
| | | V2 | 1 x210 | 32 .09 | 115.41 | ACC | SPT | 9.12 | 7.5 | 1. 9 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| (Y) | s.sol | $V_1$ | 1 x105 | 291.1 | 417.43 | ACC | SPT | 8.50 | 3. | 0.9 | 10 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | RDC | $V_1$ | 1 x105 | 520.9 | 73 . 0 | ACC | SPT | 10.60 | 3. | 0.9 | 10 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x95 | 5 9.15 | 5 3. 9 | ACC | SPT | 10.06 | 3. | 0.9 | 10 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | | V2 | 1 x225 | 14 5.1 | 519.20 | ACC | SEC | 9.72 | .1 | 2.02 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x95 | 392.49 | 2 .2 | ACC | SPT | 11.05 | 3.42 | 0. 5 | 10 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | | V2 | 1 x225 | 1317.33 | 21 .21 | ACC | SEC | 10.92 | .1 | 2.02 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x90 | 312.50 | 49 .79 | ACC | SPT | 11.09 | 3.24 | 0. 1 | 10 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | | V2 | 1 x225 | 9 9.13 | 5.23 | ACC | SEC | 9.72 | .1 | 2.02 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x90 | 220.3 | 354. 5 | ACC | SPT | 7.92 | 3.24 | 0. 1 | 10 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | | V2 | 1 x225 | 77.2 | 11.51 | ACC | SEC | 9.72 | .1 | 2.02 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x90 | 143.33 | 234. 0 | ACC | SPT | 5.22 | 3.24 | 0. 1 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |
| | | V2 | 1 x225 | 294. 2 | -49.45 | ACC | SEC | 9.72 | .1 | 2.02 | 20 | 2x(10HA12) 2x11.31 |

Tableau 5-45 : vérification selon les règlements

| | $A_{choisis}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | vérification |
|---|---|---|---|---|
| Voiles 1 | 18.10 | 3.42 | 14.94 | C.V |
| Voile 2 , 3 | 11.31 | 2.02 | 7.68 | C.V |

**Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-46 : vérification des armatures a ELS des voiles

| | niveau | voile | S | N | M | sit | $A_{adop}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $verification$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (x) | s.sol | $V_1$ | 1 x415 | 1 99.05 | 2730. 7 | ACC | **18.10** | 7.4 | 74.3 | CV |
| | | V2 | 1 x200 | 1074. 1 | 1157. 7 | ACC | **11.31** | 12.5 | 19 .4 | CV |
| | | V3 | 1 x205 | 1011.32 | 617.96 | ACC | **11.31** | .7 | 30.2 | CV |
| | RDC | $V_1$ | 1 x415 | 1 1 .17 | 2954.27 | ACC | **18.10** | .0 | 104 | CV |
| | | V2 | 1 x200 | 1 21.1 | 14 9.53 | ACC | **11.31** | 14 | 1 1.9 | CV |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x3 0 | 1442.3 | 2111.40 | ACC | **18.10** | . | 3. | CV |
| | | V2 | 1 x205 | 145 .97 | 513.57 | ACC | **11.31** | 7.2 | 102 | CV |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 1157.01 | 132 .13 | ACC | **18.10** | 2.7 | 5.1 | CV |
| | | V2 | 1 x205 | 117 .42 | 457.92 | ACC | **11.31** | .1 | 102.1 | CV |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 59.01 | 14.21 | ACC | **18.10** | 3.0 | .2 | CV |
| | | V2 | 1 x205 | 92.47 | 330.03 | ACC | **11.31** | 2.3 | 5 .2 | CV |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 02.43 | 30. | ACC | **18.10** | 9.2 | 10 | CV |
| | | V2 | 1 x210 | 32.2 | 274.0 | ACC | **11.31** | 7.1 | 94 | CV |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x3 0 | 293.59 | 473.2 | ACC | **18.10** | 4.3 | .2 | CV |
| | | V2 | 1 x210 | 32 .09 | 115.41 | ACC | **11.31** | 2.1 | 33 | CV |
| (Y) | s.sol | $V_1$ | 1 x100 | 291.1 | 417.43 | ACC | **11.31** | 12.5 | 1 7.1 | CV |
| | RDC | $V_1$ | 1 x100 | 520.9 | 73 . 0 | ACC | **11.31** | 11.3 | 1 | CV |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x95 | 5 9.15 | 5 3. 9 | ACC | **11.31** | 13. | 199.4 | CV |
| | | V2 | 1 x225 | 14 5.1 | 519.20 | ACC | **11.31** | 7.5 | 102 | CV |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x95 | 392.49 | 2 .2 | ACC | **11.31** | .4 | 10 | CV |
| | | V2 | 1 x225 | 1317.33 | 21 .21 | ACC | **11.31** | .2 | 74.3 | CV |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x90 | 312.50 | 49 .79 | ACC | **11.31** | 11. | 155.1 | CV |
| | | V2 | 1 x225 | 9 9.13 | 5.23 | ACC | **11.31** | 7.5 | 74 | CV |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x90 | 220.3 | 354. 5 | ACC | **11.31** | 12.4 | 1 | CV |
| | | V2 | 1 x225 | 77.2 | 11.51 | ACC | **11.31** | .9 | 5.2 | CV |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x90 | 143.33 | 234. 0 | ACC | **11.31** | .2 | 201 | CV |
| | | V2 | 1 x225 | 294. 2 | -49.45 | ACC | **11.31** | 0 | 0.9 | CV |

### V.3.3.1.2.Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau 5-47 : calcul des armateurs horizontaux

| | niveau | voile | e | H | $V_u$ | $\tau_u$ | $\bar{\tau}_u$ | v r | $\omega_h$ | $S_h$ | $A_{min}^{RPA}$ | choix | A final |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (x) | s.sol | $V_1$ | 1 | 385 | 34 .4 | 0.7 | 5 | cv | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | | V2 | 1 | 385 | 415.21 | 0.93 | 5 | cv | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | | V3 | 1 | 385 | 240.23 | 0.54 | 5 | cv | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | RDC | $V_1$ | 1 | 379 | 5 5.09 | 1.29 | 5 | cv | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | | V2 | 1 | 379 | 4 3.05 | 1.0 | 5 | cv | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 271 | 592.2 | 1. 9 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 271 | 209.04 | 0. 7 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 271 | 452. | 1.44 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 271 | 229.04 | 0.73 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 271 | 311.59 | 0.99 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 271 | 190. | 0. 1 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 271 | 249.40 | 0. 0 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 271 | 172.99 | 0.55 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 145. 5 | 0.47 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 271 | 101. 7 | 0.32 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| (Y) | s.sol | $V_1$ | 1 | 380 | 157.13 | 0.3 | 5 | cv | 10 | 20 | 13. | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | RDC | $V_1$ | 1 | 374 | 331.51 | 0.77 | 5 | cv | 10 | 20 | 13.4 | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 2 | 53.37 | 0.17 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 2 | 33 .4 | 1.09 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 2 | 150.73 | 0.49 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 2 | 1 2.45 | 0.59 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 2 | 10 .05 | 0.35 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 2 | 4.72 | 0.2 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 2 | 105.43 | 0.34 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 2 | 7 .33 | 0.25 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 2 | 10 .00 | 0.35 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | | V2 | 1 | 2 | 2. 2 | 0.27 | 5 | cv | 10 | 20 | 9.5 | 2x(13HA10) | 10.21 |

**V.3.3.1.3. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t$ est tel que $Ø_t \geq \frac{Ø_v}{3}$, $Ø_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau 5-48 : diamètre des armateurs transversaux

| armatures longitudinales $Ø_v$ | épingles $Ø_t$ |
|---|---|
| HA 8 à HA 16 | HA 6 |
| HA 20 | HA 8 |
| HA 25 | HA 10 |
| HA 32 | HA 12 |
| HA 40 | HA 14 |

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par $m^2$ au moins.

## V.3.3.2. Les voile avec ouverture :

### 5.3.3.2.1. Les trumeaux :

#### Les armatures verticaux :

Tableau 5-49 : calcul des armateurs verticaux

| | niveau | voile | S | N | M | sit | $\sigma_1$ (Mpa) | $\sigma_2$ (Mpa) | type | $A_{cal}$ | $A_{min}^{RPA}$ | $A_{min}^{CBA}$ | $S_v$ | choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (X) | RDC | $V_1$ | 1 x120 | 1264.32 | 402.17 | ACC | -1.2 | 10. 4 | SPT | 5.52 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x120 | 855.85 | 142.86 | ACC | 1.05 | 5.29 | SEC | 5.52 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x120 | 732.20 | 137.23 | ACC | 0. | 4.74 | SEC | 5.52 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x120 | 567.09 | 113.27 | ACC | 0.42 | 3.7 | SEC | 5.52 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x120 | 404.11 | 94.20 | ACC | 0.10 | 2. 9 | SEC | 5.52 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x120 | 370.69 | 69.25 | ACC | 0.35 | 2.40 | SEC | 5.52 | 5.40 | 1.35 | 20 | **2x(6HA12) 2x6.79** |

#### Vérification à E.L.S :

Tableau 5-50 : vérification des armatures a ELS des voiles

| | niveau | voile | S | N | M | sit | $A_{adop}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | *verification* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (X) | RDC | $V_1$ | 1 x120 | 1264.32 | 402.17 | ACC | .79 | 13 | 36.7 | CV |
| | 1ere | $V_1$ | 1 x120 | 855.85 | 142.86 | ACC | .79 | 6.2 | 92.0 | CV |
| | 2eme | $V_1$ | 1 x120 | 732.20 | 137.23 | ACC | .79 | 5.6 | 82.7 | CV |
| | 3eme | $V_1$ | 1 x120 | 567.09 | 113.27 | ACC | .79 | 4.5 | 65.9 | CV |
| | 4eme | $V_1$ | 1 x120 | 404.11 | 94.20 | ACC | .79 | 3.4 | 50.5 | CV |
| | 5eme | $V_1$ | 1 x120 | 370.69 | 69.25 | ACC | .79 | 2.8 | 41.8 | CV |

Les armatures horizontaux :

Tableau 5-51 : calcul des armateurs horizontaux

| | niveau | voile | e | H | $V_u$ | $\tau_u$ | $\bar{\tau}_u$ | v r | $\varnothing_h$ | $S_h$ | $A_{min}^{RPA}$ | choix | A final |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (X) | RDC | $V_1$ | 1 | 379 | 2 0. 0 | 0. 4 | 5 | CV | 10 | 20 | 13. 4 | 2x(19HA10) | 14.92 |
| | 1ere | $V_1$ | 1 | 271 | 4 . 5 | 0.11 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 2eme | $V_1$ | 1 | 271 | 50.42 | 0.11 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 3eme | $V_1$ | 1 | 271 | 42.49 | 0.10 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 4eme | $V_1$ | 1 | 271 | 40.5 | 0.09 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 31.40 | 0.07 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |
| | 5eme | $V_1$ | 1 | 271 | 2 0. 0 | 0. 4 | 5 | CV | 10 | 20 | 9.7 | 2x(13HA10) | 10.21 |

### V.3.3.2.2. les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Les résulta obtenus serrent présenter au tableau suivant :

### V.3.3.3. Ferraillage des armatures longitudinales :

Tableau 5-52 : Calcul de l'armature longitudinal

| | h (cm) | e (cm) | L (cm) | T kN | τ Mpa | τ≤0.0 xfc2 | M | Al (cm ) | A min | St (cm) | choix | A **fin** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC / 1ere | 274 | 1 | 120 | 153.73 | 0.35 | Flexion simple | 0.22 | 0.003 | 7.39 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 1 ere / 2 eme | 1 | 1 | 120 | 1 0.34 | 0. 7 | Flexion simple | 0.35 | 0.00 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 2 eme / 3 eme | 1 | 1 | 120 | 173.9 | 0. 5 | Flexion simple | 0.5 | 0.012 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 3 eme / 4 eme | 1 | 1 | 120 | 1 2.99 | 0. | Flexion simple | 0. 3 | 0.01 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |
| 4 eme / 5 eme | 1 | 1 | 120 | 19 .4 | 0.73 | Flexion simple | 0.52 | 0.011 | 4.4 2 | 20 | HA12 | 9.05 |

**V.3.3.4. Ferraillage des armatures transversales :**

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau 5-53 : Calcul de l'armature transversal

| | λ | Vu | Mci (kN.m) | Mcj (kN.m) | V1 (kN) | V2 (kN) | min | s (cm) | At | $At_{min}$ RPA | Ac |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RDC / 1ere | 0.44 | 153.73 | 973.7 | 973.7 | 1 22.97 | 307.4 | 307.4 | 20 | 1.5373 | 0.54 | 9. 4 |
| 1 ere / 2 eme | 0.72 | 1 0.34 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 3 0. | 3 0. | 20 | 1. 034 | 0.9 | 5.97 |
| 2 eme / 3 eme | 0.72 | 173.9 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 347.92 | 347.92 | 20 | 1.739 | 0.9 | 5.97 |
| 3 eme / 4 eme | 0.72 | 1 2.99 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 3 5.9 | 3 5.9 | 20 | 1. 299 | 0.9 | 5.97 |
| 4 eme / 5 eme | 0.72 | 19 .4 | 5 2. 2 | 5 2. 2 | 971.37 | 392.92 | 392.92 | 20 | 1.9 4 | 0.9 | 5.97 |

## V.3. Ferraillage des éléments résistants de Bloc C :

### V.3.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

#### V.3.1.1. Ferraillage longitudinal des poutres principales :

Tableau 5-54 : Ferraillage longitudinal des poutres principales du bloc C

| | Niveau | Section | Position | Mu (KN.m) | Combinaison | A' ($cm^2$) | A calcule ($cm^2$) | $A_{min}$ RPA ($cm^2$) | $A_{min}$ CBA ($cm^2$) | A choisies ($cm^2$) | Barre de montage | $A_{tot}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Intermédiaire | Terrasse | 30x45 | Travée | 94.36 | 1.35G+1.5Q | 0.00 | 5.47 | 6.75 | 1.35 | 4HA14 | 4HA14 | 12.32 |
| | | | Appui | -187.87 | G+Q±Ex | 0.00 | 12.34 | 6.75 | 1.35 | 4HA14+ 4HA16 | 4HA14 | 20.36 |
| | RDC+8 étages | 30x45 | Travée | 93.00 | 1.35G+1.5Q | 0.00 | 5.38 | 6.75 | 1.35 | 4HA14 | 4HA14 | 12.32 |
| | | | Appui | -97.35 | G+Q±Ex | 0.00 | 6.04 | 6.75 | 1.35 | 4HA14+ 2HA12 | 4HA14 | 14.58 |
| | Sous sol | 30x45 | Travée | 87.04 | 1.35G+1.5Q | 0.00 | 5.01 | 6.75 | 1.35 | 4HA14 | 4HA14 | 12.32 |
| | | | Appui | -93.16 | 1.35G+1.5Q | 0.00 | 6.74 | 6.75 | 1.35 | 4HA14+ 2HA12 | 4HA14 | 14.58 |

Tableau 5-55 : vérification de ferraillage longitudinal des poutres principales avec les règlements

| | | $A_{totale}$ ($A_{choisis}+A_{montage}$) ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| Poutre intermédiaire | travée | 12.32 | 1.35 | 6.75 | C.V |
| | appui | 14.58 | 1.35 | 6.75 | C.V |

Tableau 5-56 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales bloc C

| | Niveau | position | $M_{ser}$ (KN.m) | combinaison | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Intermédiaire | Terrasse | Travée | 68.46 | G+Q | 6.16 | 2.63 | 113.14 | CV |
| | | Appui | -79.46 | G+Q | 14.20 | 0.55 | 126.69 | |
| | RDC et Etages | Travée | 66.21 | G+Q | 6.16 | 2.55 | 109.43 | CV |
| | | Appui | -59.79 | G+Q | 8.42 | 0.41 | 95.33 | |
| | Sous sol | Travée | 61.95 | G+Q | 6.16 | 2.38 | 102.39 | CV |
| | | Appui | -66.31 | G+Q | 8.42 | 0.46 | 105.73 | |

Tableau 5-57 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

| | poutres de rive | poutres intermédiaires |
|---|---|---|
| Fissuration | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
| $\overline{\tau}_u$ | $\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$ | $\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$ |
| situation durable | $\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$ | $\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$ |
| Situation accidentelle | $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ | $\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$ |

Tableau 5-58 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales du bloc

| | Niveau | Vu (KN) | Combinaison | τu (Mpa) | $\overline{\tau_u}$ (Mpa) | $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 148.93 | 1.35G+1.5Q | 1.10 | 3.33 | cv |
| | Etage | 176.04 | 1.35G+1.5Q | 1.30 | 3.33 | cv |
| | Sous sol | 148.00 | 1.35G+1.5Q | 1.10 | 3.33 | cv |

### V.3.1.2. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires :

Tableau 5-59 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires du bloc C

| | Niveau | section | position | Mu (KN.m) | combinaison | A' (cm) | $A_{calcul}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | Barre montage |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 30x35 | Appui | -121.99 | G+Q±Ex | 0.00 | 9.68 | 10.65 | 3HA14 + 3HA16 | 3HA14 |
| | RDC et Etage | 30x35 | Appui | -128.72 | G+Q±Ex | 0.00 | 10.28 | 10.65 | 3HA14 + 3HA16 | 3HA14 |
| | Sous sol | 30x35 | Appui | -47.89 | G+Q±Ey | 0.00 | 3.55 | 4.62 | 3HA14 | 3HA14 |

Tableau 5-60 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires bloc C

| | Niveau | position | $M_{ser}$ (KN.m) | combinaison | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| INTERMEDIAIRE | Terrasse | Appui | **-47.70** | **G+Q** | **10.65** | **0.44** | **102.33** | **CV** |
| | RDC | Appui | **-63.81** | **G+Q** | **10.65** | **0.59** | **136.88** | **CV** |
| | Sous sol | Appui | **-25.50** | **G+Q** | **5.65** | **0.24** | **54.24** | **CV** |

Tableau 5-61 : Vérification de cisaillement des poutres secondaires bloc C

| | Niveau | Vu (KN) | Combinaison | τu (Mpa) | $\overline{\tau_u}$ (Mpa) | $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intermédiaire | Terrasse | 65.58 | G+Q+EdX | 0. 2 | 3.26 | cv |
| | Etage | 124.68 | G+Q+EdX | 1.19 | 3.26 | cv |
| | Sous sol | 64.46 | G+Q+EdY | 0. 1 | 3.26 | cv |

**V.3.2. Calcul des armatures transversales *:***

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq \text{Min}\left(\dfrac{h}{4}\text{et}12\varphi\right) \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d\,;\quad 40\text{cm}) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($A_t$) ainsi que leur espacement ($S_t$) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-62 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires bloc

| | | CBA 93 | | RPA 99 | | | St adopte (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | $\tau_u$ (MPa) | st (cm) | At (cm²) | S (ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | At (cm²) | S (ZN) (cm) | S'(ZC) (cm) | $A_t$ choisie (cm²) | nombre des barres |
| 30x45 | 1.30 | 38.25 | 2,01 | 11.75 | 22.5 | 1.05 | 10 | 20 | 2,01 | 4φ8 |
| 30x35 | 1.19 | 29.25 | 2,01 | 8.75 | 17.5 | 0.78 | 10 | 15 | 2,01 | 4φ8 |

**V.3.3. Vérification de la flèche** :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

7. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
8. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
9. $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 5-63: Vérification de la flèche des poutres du bloc A

| | 1ere condition | | | 2eme condition | | | 3eme condition | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\frac{h}{L}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L}$ | $\frac{Mt}{10Mo}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$ | $\rho = \frac{A}{bd}$ | $\frac{4.2}{fe}$ | $\rho \leq \frac{4.2}{fe}$ |
| PP | 0.1 | 0.0625 | **c.v** | 0.1 | 0.08 | **c.v** | 0.0042 | 0.0105 | **c.v** |
| PS | 0.08 | 0.0625 | **c.v** | 0.08 | 0.08 | **c.v** | 0.003 | 0.0105 | **c.v** |

## Ferraillage des poutres principales du bloc C :

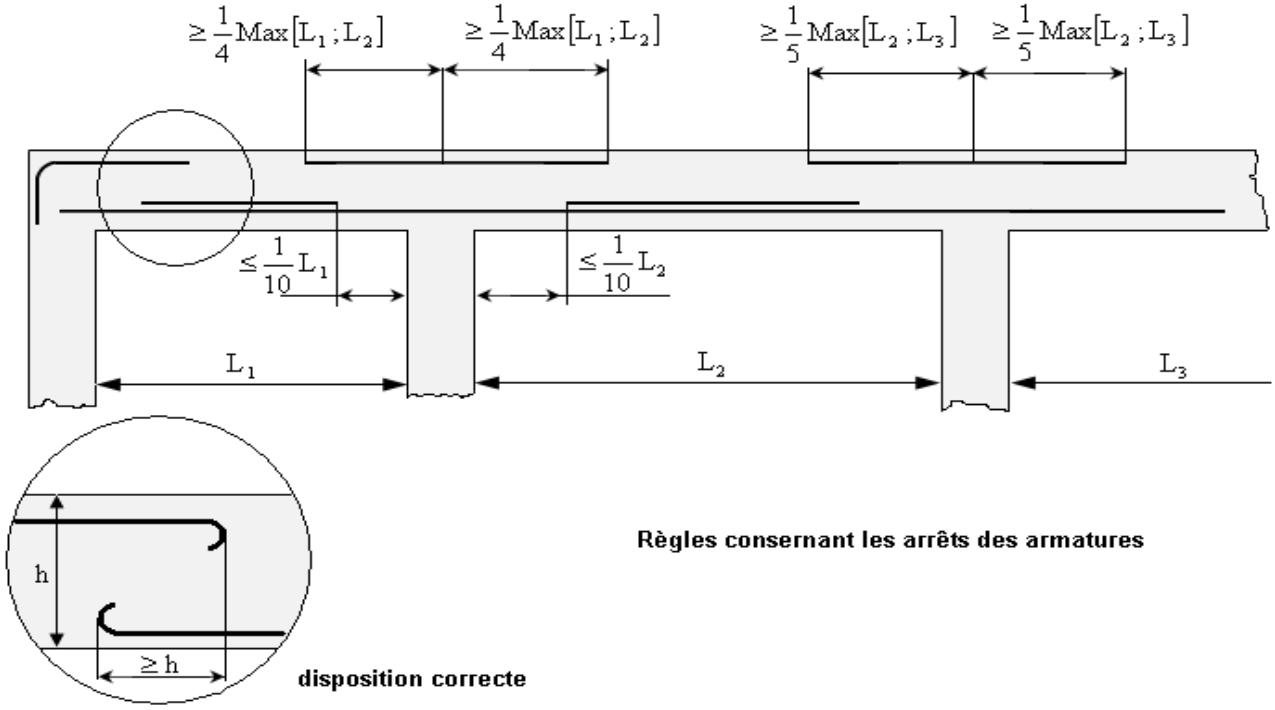



Figure 5-26 : Disposition des armatures pour les poutres

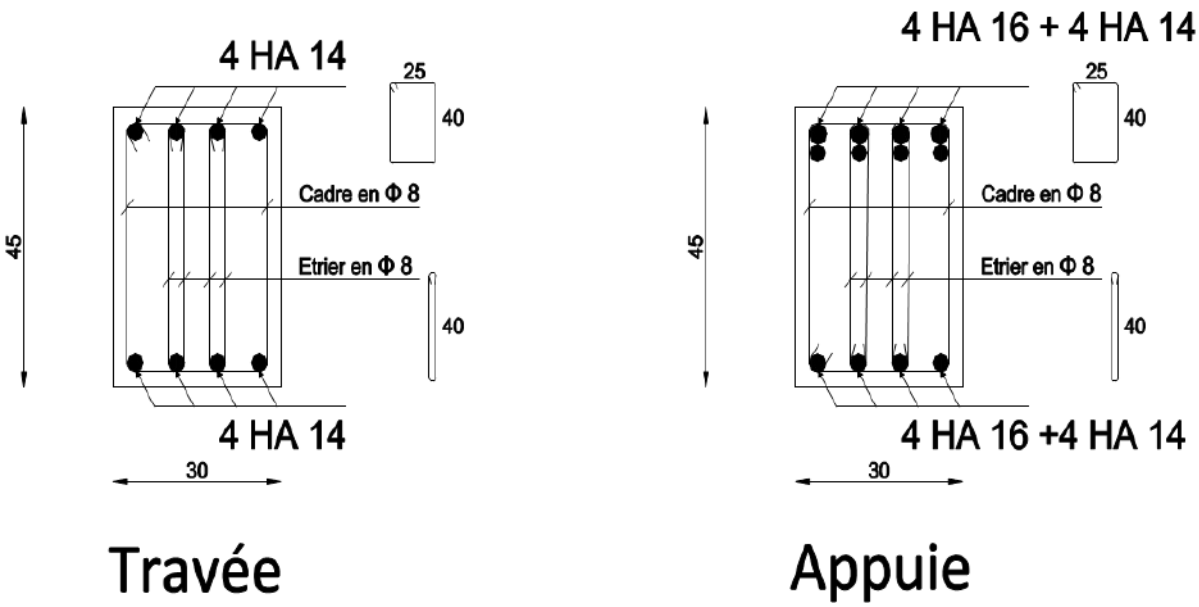



Figure 5-27: Ferraillages des poutres principales de la terrasse

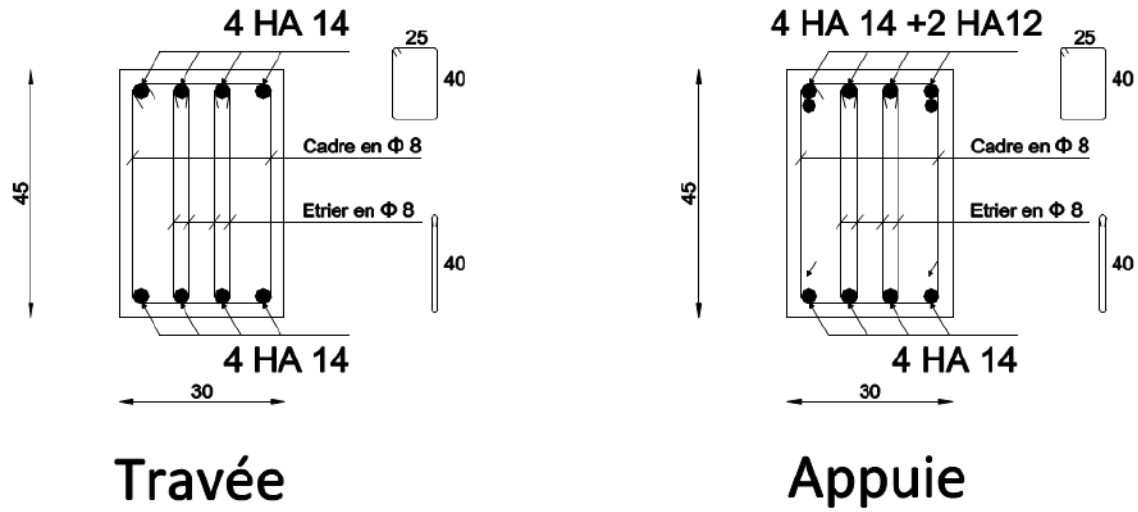
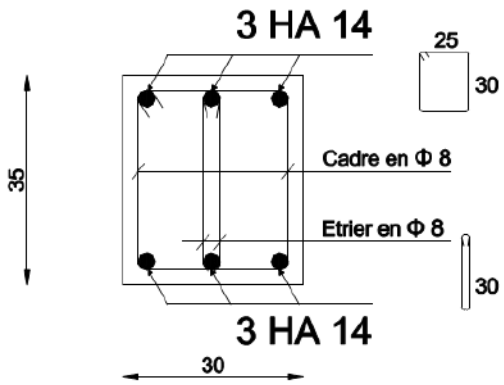
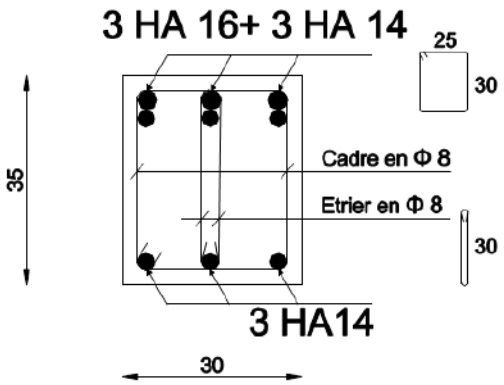



Figure 5-28: Ferraillages des poutres principales du sous sol, RDC et les étages courants

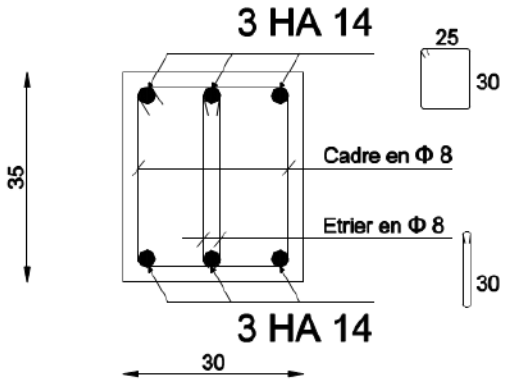



Travée

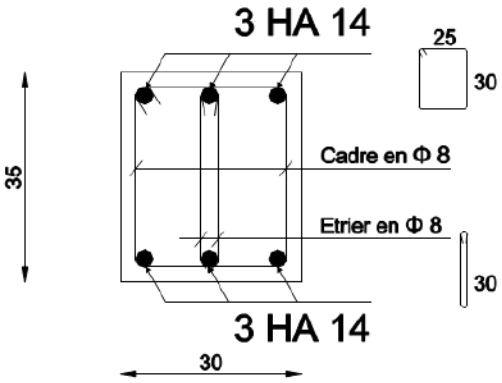



Appuie

Figure 5-29: Ferraillages des poutres secondaires de la terrasse




Travée




Appuie

Figure 5-30: Ferraillages des poutres secondaires du sous sol, RDC et les étages courants

## V.3.4. Ferraillage des poteaux du Bloc C:

### 5.3.4.1. Introduction:

On a choisi un coefficient de comportement R=3.5, le système de contreventement est constitué de voiles reprennent plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, alors les poteaux sont ferraillés en compression simple sous l'effet de l'effort normal maximal « $N_{max}$ ».

Tableau 5-64 Ferraillage des poteaux du Bloc C

| Niveaux | Cas | N | situation | A | $A_{min}$ (RPA) | $A_{chiosi}$ ($cm^2$) | $A_{final}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol (4x45) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 2998.52 | **1,35.G+1,5.Q** | 6.28 | 1 .2 | 4HA16+ 4HA20 | **20.61** |
| RDC (45x45) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 2774.53 | **1,35.G+1,5.Q** | 7.20 | 1 .2 | | |
| 1 (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 2374.47 | **1,35.G+1,5.Q** | 12.2 | 12. | 4HA16+4HA 14 | **14.20** |
| 2 (40x40) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 2001.77 | **1,35.G+1,5.Q** | 6.40 | 12. | | |
| 3 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1653.75 | **1,35.G+1,5.Q** | 6.01 | 9. | 4HA14+4HA 12 | **10.68** |
| 4 (35x35) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1331.77 | **1,35.G+1,5.Q** | 5.60 | 9. | | |
| 5 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 1031.65 | **1,35.G+1,5.Q** | 4.8 | 7.2 | 4HA16 | **8.04** |
| 6 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 754.13 | **1,35.G+1,5.Q** | 4.8 | 7.2 | | |
| 7 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 489.78 | **1,35.G+1,5.Q** | 4.8 | 7.2 | | |
| 8 (30x30) | $N_{max}\rightarrow M_{corr}$ | 230.18 | **1,35.G+1,5.Q** | 4.8 | 7.2 | | |

Tableau 5-65 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

| | $A_{choisis}$ ($A_{s1}+A_{s2}$) ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|
| **Poteaux 45x45** | 20.61 | 2.02 | 16.2 | C.V |
| **Poteaux 40x40** | 14.20 | 1.6 | 12.8 | C.V |
| **Poteaux 35x35** | 10.68 | 1.22 | 9.8 | C.V |
| **Poteaux 30x30** | 8.04 | 0.9 | 7.2 | C.V |

Tableau 5-66: vérification à l'E.L.S du Bloc C

| Niveaux | Cas | N | situation | A | $\sigma_b$ (Mpa) | $\sigma_{badm}$ (Mpa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol (4x45) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1535.55 | G+Q | 6.28 | 13.53 | 15 | C.V |
| RDC (45x45) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1995.88 | G+Q | 7.20 | 9.00 | 15 | C.V |
| 1 (40x40) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1708.35 | G+Q | 12.2 | 9.53 | 15 | C.V |
| 2 (40x40) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1440.52 | G+Q | 6.40 | 8.04 | 15 | C.V |
| 3 (35x35) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1190.48 | G+Q | 6.01 | 6.76 | 15 | C.V |
| 4 (35x35) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 959.21 | G+Q | 5.60 | 5.45 | 15 | C.V |
| 5 (30x30) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 743.72 | G+Q | 4.8 | 7.29 | 15 | C.V |
| 6 (30x30) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 544.57 | G+Q | 4.8 | 5.34 | 15 | C.V |
| 7 (30x30) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 354.88 | G+Q | 4.8 | 3.48 | 15 | C.V |
| 8 (30x30) | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 169.3 | G+Q | 4.8 | 1.66 | 15 | C.V |

**V.3.4.2. Les armatures transversales:**

Tableau 5-67 : Choix des armatures transversales est leur espacement du bloc C

| Niveau | Section | Zone | t (cm) | At min ($cm^2$) | At choisie |
|---|---|---|---|---|---|
| S.sol, RDC et 1 | 45x45 | ZN | 10 | 1.2 | 4Φ8 |
| | | ZC | 15 | 1,80 | 4Φ8 |
| 1 et 2 | 40x40 | ZN | 10 | 1.2 | 4Φ8 |
| | | ZC | 15 | 1,80 | 4Φ8 |
| 3 et 4 | 35x35 | ZN | 10 | 1.05 | 4Φ8 |
| | | ZC | 15 | 1.57 | 4Φ8 |
| 4 et 5 | 30x30 | ZN | 10 | 0.90 | 4Φ8 |
| | | ZC | 15 | 1.57 | 4Φ8 |

## Poteaux 45 x 45

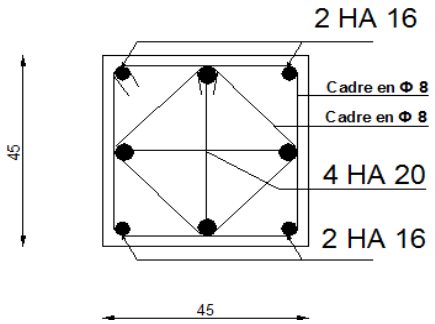



Figure 5-31 : Poteaux 45x45

## Poteaux 40 x 40

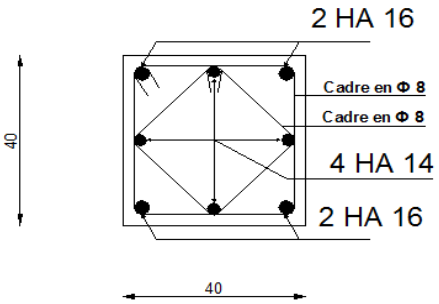



Figure 5-32 : Poteaux 40x40

## Poteaux 35 x 35

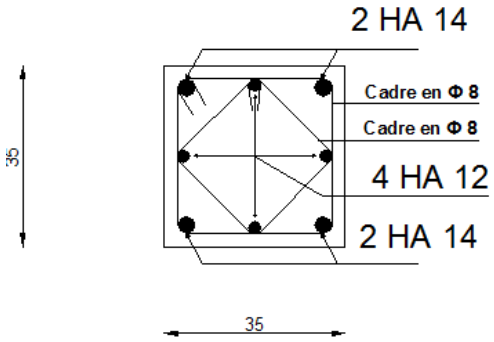



Figure 5-33 : Poteaux 35x35

## Poteaux 30 x 30

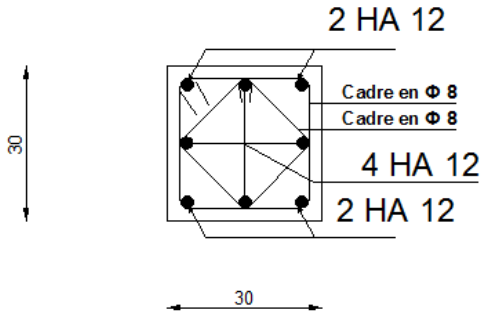



Figure 5-34 : Poteaux 30x30

## Poteaux D50

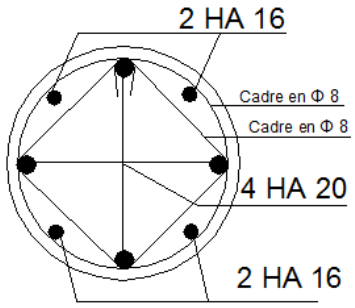



Figure 5-36 : Poteaux D50

## Poteaux D45

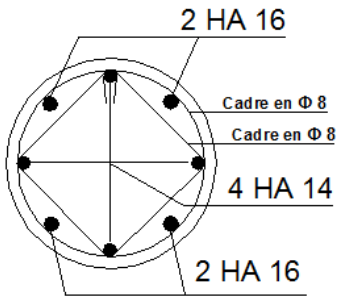



Figure 5-37 : Poteaux D45

## Poteaux D40

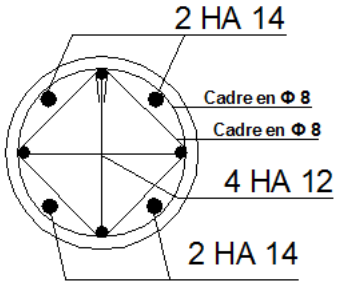



Figure 5-38 : Poteaux D40

## Poteaux D35

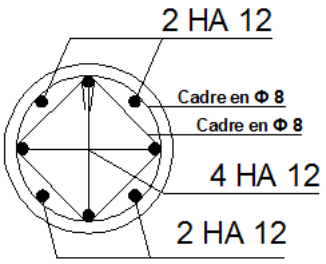



Figure 5-39 : Poteaux D35

## Poteaux D30

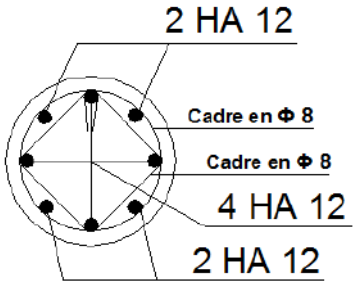



Figure 5-40 : Poteaux D30

## V.3.5.Ferraillage des voiles :

### V.3.5.1.les armatures verticaux :

#### Détermination des armatures de résistance :

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-68 : calcul des armateurs verticaux

| niveau | voile | S | N | M | sit | type | $A_{cal}$ | $A_{min}^{RPA}$ | $A_{min}^{CBA}$ | $S_v$ | choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol | $V_1$ | 20x400 | 4212.25 | 12308.69 | ACC | SPT | 39.78 | 1 .00 | 4.00 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| RDC | $V_1$ | 20x400 | 3594.69 | 10169.47 | ACC | SPT | 29.93 | 1 .00 | 4.00 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 1ere | $V_1$ | 20x405 | 3231.23 | 8840.24 | ACC | SPT | 23.18 | 1 .20 | 4.05 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 2eme | $V_1$ | 20x405 | 2721.89 | 7828.54 | ACC | SPT | 20.74 | 1 .20 | 4.05 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 3eme | $V_1$ | 20x410 | 2439.79 | 7688.98 | ACC | SPT | 21.56 | 1 .40 | 4.10 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 4eme | $V_1$ | 20x410 | 2043.62 | 7275.99 | ACC | SPT | 20.58 | 1 .40 | 4.10 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 5eme | $V_1$ | 20x415 | 1739.97 | 6481.04 | ACC | SPT | 20.34 | 1 . 0 | 4.15 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 6eme | $V_1$ | 20x415 | 1321.53 | 5470.8 | ACC | SPT | 18.59 | 1 . 0 | 4.15 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 7eme | $V_1$ | 20x420 | 943.24 | 4531.74 | ACC | SPT | 17.60 | 1 . 0 | 4.20 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |
| 8eme | $V_1$ | 20x420 | 516.02 | 3749.62 | ACC | SPT | 17.60 | 1 . 0 | 4.20 | 20 | 2x(20HA16) 2x40.21 |

Tableau 5-69 : vérification de ferraillage longitudinal des voiles avec les règlements

| | $A_{choisis}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ (CBA93) ($cm^2$) | $A_{min}$ (RPA99) ($cm^2$) | vérification |
|---|---|---|---|---|
| Voiles 1 | 40.21 | 4.20 | 16.80 | C.V |

**Vérification à E.L.S :**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-70 : vérification des armatures a ELS des voiles

| niveau | voile | S | N | M | sit | $A_{adop}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s$ | $verificatio$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol | $V_1$ | 20x400 | 2952.87 | 985.94 | ACC | 40.21 | 4.49 | 7.11 | CV |
| RDC | $V_1$ | 20x400 | 2707.96 | 834.35 | ACC | 40.21 | 4.03 | 0.20 | CV |
| 1ere | $V_1$ | 20x405 | 2534.89 | 789.55 | ACC | 30.79 | 3. 9 | 5 .1 | CV |
| 2eme | $V_1$ | 20x405 | 2237.67 | 680.62 | ACC | 30.79 | 3.41 | 51.02 | CV |
| 3eme | $V_1$ | 20x410 | 2005.65 | 610.6 | ACC | 22. 2 | 3.14 | 4 . | CV |
| 4eme | $V_1$ | 20x410 | 1676.99 | 525.25 | ACC | 22. 2 | 2. 4 | 39.51 | CV |
| 5eme | $V_1$ | 20x415 | 1388.32 | 433.52 | ACC | 22. 2 | 2.1 | 32.22 | CV |
| 6eme | $V_1$ | 20x415 | 1030.70 | 331.01 | ACC | 22. 2 | 1. 1 | 24.11 | CV |
| 7eme | $V_1$ | 20x420 | 699.89 | 245.71 | ACC | 22. 2 | 1.11 | 1 .57 | CV |
| 8eme | $V_1$ | 20x420 | 347.69 | 181.25 | ACC | 22. 2 | 0. 3 | 9.44 | CV |

### V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau 5-71 : calcul des armateurs horizontaux

| niveau | voile | e | H | $V_u$ | $\tau_u$ | $\bar{\tau}_u$ | v r | $\varnothing_h$ | $S_h$ | $A_{min}^{RPA}$ | choix | $A_{final}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| s.sol | $V_1$ | 20 | 3 3 | 1212.25 | 2. 0 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| RDC | $V_1$ | 20 | 3 3 | 1171.9 | 2.51 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 1ere | $V_1$ | 20 | 3 3 | 10 3.0 | 2.32 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 2eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 954.11 | 2.04 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 3eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 925.7 | 1.9 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 4eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 15.33 | 1.75 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 5eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 794.11 | 1.70 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 6eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 7.04 | 1.47 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 7eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 03.50 | 1.29 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |
| 8eme | $V_1$ | 20 | 3 3 | 07.4 | 1.30 | 5 | CV | 12 | 20 | 14.52 | 1 HA12 | 20.36 |

### V.3.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\varnothing_t$ est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau 5-72 : diamètre des armateurs transversaux

| armatures longitudinales $\varnothing_v$ | épingles $\varnothing_t$ |
|---|---|
| HA 8 à HA 16 | HA 6 |
| HA 20 | HA 8 |
| HA 25 | HA 10 |
| HA 32 | HA 12 |
| HA 40 | HA 14 |

# CHAPITRE VI

## CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

# VI. Etude des fondations:

## VI.1. Introduction:

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

C'est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

## VI.1.2. Reconnaissance du sol:

### VI.1.2.a. Nature de la couche de fondation:

Le site étudié est constitué d'une couche composée de marne grisâtre
Le sol est de faible humidité, de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de bonne cohésion.

Cette couche est de caractéristiques : $\varphi = 32\ °$ ; $c = 1$ bar

### VI.1.2.b. Fondation des ouvrages:

La profondeur d'ancrage est de 1,50 m par rapport au terrain naturel.

### VI.1.2.c. Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´a la profondeur atteinte.

## VI.1.3. Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le rapport de sol a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

### VI.1.4. Fonctions assurées par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol structure.

### VI.1.5. Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

## VI.2. Calcul des fondations du bloc A :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

### i) Notion des bulbes de pression:

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation),

Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

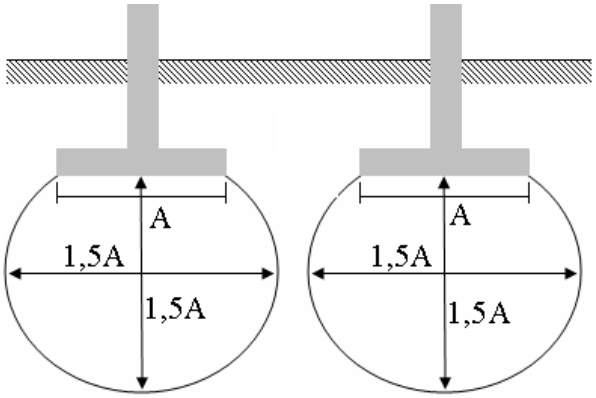



Figure 6-1 : Les bulles de pression

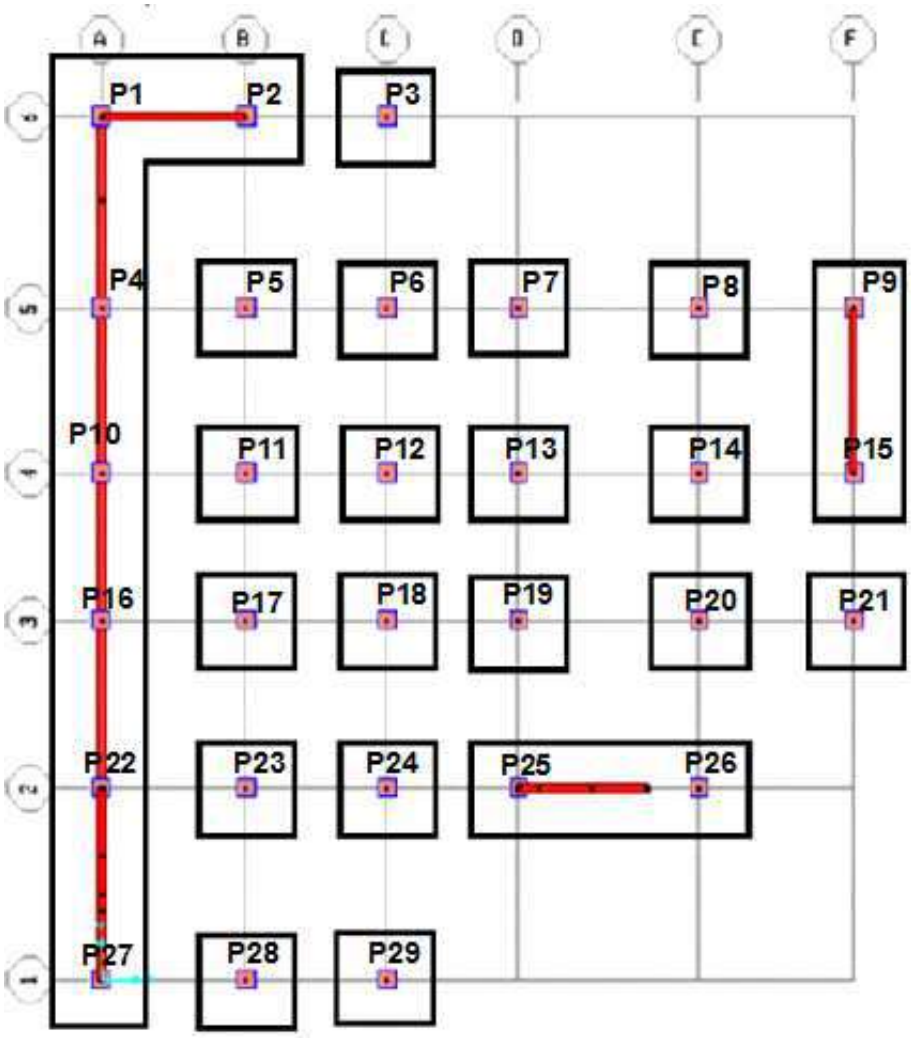



Figure 6-2 : Choix N°1 des semelles du Bloc A

## VI.2.1. Dimensionnement des semelles isolées du bloc A:

$$a = b \Rightarrow A = B$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

- ✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0$
- ✓ $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \qquad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$$

D'ou : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0N \geq 0$

Tableau 6-1 : dimensionnement de la section des semelles isolées du bloc A

| Semelle | Joint | Combinaison | N | Ma | Mb | $e_a$ | $e_b$ | A | B | $A_{adop}$ | $B_{adop}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | N° | Texte | KN | KN-m | KN-m | cm | cm | m | m | m | m |
| sp3 | 430 | G+Q | 656.403 | -11.8087 | -3.2068 | 1.80 | 0.49 | 1.65 | 1.63 | 2.20 | 2.20 |
| sp5 | 423 | G+Q | 914.906 | 0.9945 | -8.9562 | 0.11 | 0.98 | 1.91 | 1.93 | 2.20 | 2.20 |
| sp6 | 429 | G+Q | 985.679 | 12.6639 | -19.4516 | 1.28 | 1.97 | 2.00 | 2.01 | 2.20 | 2.20 |
| sp7 | 434 | G+Q | 934.076 | -0.8034 | -14.7769 | 0.09 | 1.58 | 1.93 | 1.96 | 2.20 | 2.20 |
| **sp8** | **438** | **G+Q** | **1070.464** | **-7.0035** | **-8.3878** | **0.65** | **0.78** | 2.08 | 2.08 | 2.20 | 2.20 |
| sp11 | 422 | G+Q | 896.918 | 0.1731 | -9.4194 | 0.02 | 1.05 | 1.89 | 1.91 | 2.20 | 2.20 |
| sp12 | 428 | G+Q | 922.224 | 0.8799 | -11.6679 | 0.10 | 1.27 | 1.92 | 1.94 | 2.20 | 2.20 |
| sp13 | 433 | G+Q | 989.596 | 1.1902 | -9.4341 | 0.12 | 0.95 | 1.99 | 2.00 | 2.20 | 2.20 |
| sp14 | 437 | G+Q | 931.596 | 1.7941 | -12.6845 | 0.19 | 1.36 | 1.93 | 1.95 | 2.20 | 2.20 |
| sp17 | 421 | G+Q | 903.894 | -0.261 | -9.353 | 0.03 | 1.03 | 1.90 | 1.92 | 2.20 | 2.20 |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| sp18 | 427 | G+Q | 1009.178 | 0.3784 | -12.38 | 0.04 | 1.23 | **2.01** | **2.03** | **2.20** | **2.20** |
| sp19 | 432 | G+Q | 1035.077 | -2.5051 | -8.952 | 0.24 | 0.86 | **2.04** | **2.05** | **2.20** | **2.20** |
| sp20 | 436 | G+Q | 1020.422 | -8.6185 | -23.1337 | 0.84 | 2.27 | **2.03** | **2.05** | **2.20** | **2.20** |
| sp21 | 439 | G+Q | 776.338 | 13.2401 | -2.5112 | 1.71 | 0.32 | **1.79** | **1.77** | **2.20** | **2.20** |
| sp23 | 420 | G+Q | 927.691 | -0.8122 | -10.0287 | 0.09 | 1.08 | **1.93** | **1.94** | **2.20** | **2.20** |
| sp24 | 426 | G+Q | 1090.973 | -12.6433 | -17.7862 | 1.16 | 1.63 | **2.11** | **2.11** | **2.20** | **2.20** |
| sp28 | 419 | G+Q | 831.532 | 2.8622 | -10.1794 | 0.34 | 1.22 | **1.83** | **1.84** | **2.20** | **2.20** |
| sp29 | 425 | G+Q | 834.511 | 12.6409 | -0.2408 | 1.51 | 0.03 | **1.85** | **1.83** | **2.20** | **2.20** |

| | | $A_{max}$ | $B_{max}$ |
|---|---|---|---|
| | semelle isolée de rive S1 | 2.08 | 2.08 |
| | semelle isolée intermédiaire S2 | 2.11 | 2.11 |

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre. [8]page201.

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes:

Chevauchement entre semelles isolées: $L \geq \frac{c_1+c_2}{2} x 1.5$

Ou

L: distance entre deux semelles

C: largeur de la semelle

## VI.2.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées:

Tableau 6-2 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

| | semelle | L= | C1 | C2 | 1.5x(C1+C2)/2 | L≥1.5x(C1+C2)/2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant X | S1-S1 | 3.35 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |
| | S1-S1 | 3.30 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |
| | S1-S1 | 3.05 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | chevaucher |
| | S1-S1 | 4.20 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |
| | S1-S1 | 3.60 | 2.20 | 2.20 | 4.95 | chevaucher |

Tableau 6-3 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

| | semelle | L= | C1 | C2 | 1.5 x(C1+C2)/2 | L≥1.5x(C1+C2)/2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant Y | S1-S1 | 4.20 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |
| | S1-S1 | 3.60 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |
| | S1-S1 | 3.25 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | chevaucher |
| | S1-S1 | 3.65 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |
| | S1-S1 | 4.20 | 2.20 | 2.20 | 3.30 | non |

❖ **Conclusion:**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

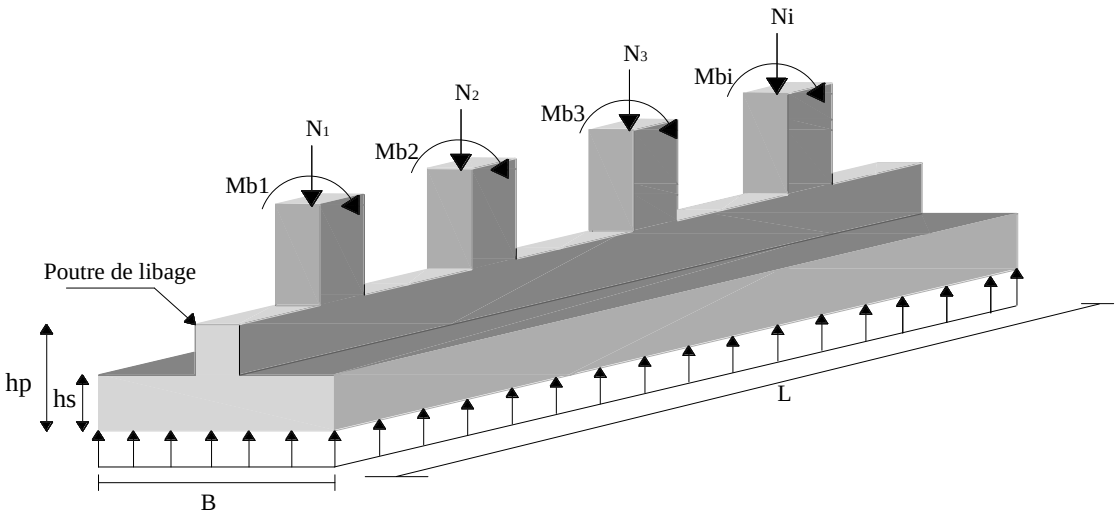



Figure 6-3 : Semelle filante sous poteaux

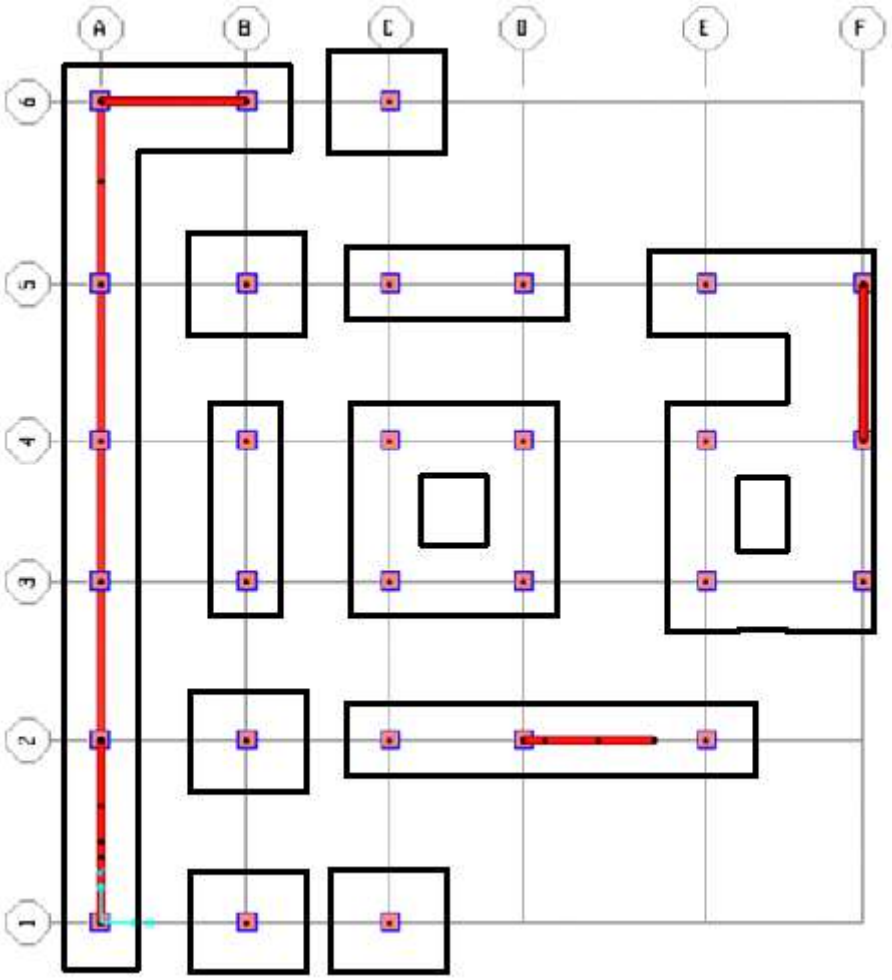



Figure 6-4 : Choix N°2 des semelles du bloc A

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux ; on a conclu que les semelles isolées ainsi que filantes sous voiles et poteaux ne sont pas utiles dans notre cas car il existe un chevauchement entre les semelles, donc on adopte des semelles filantes suivant les deux directions (X et Y), c'est-à-dire des semelles filantes croisées.

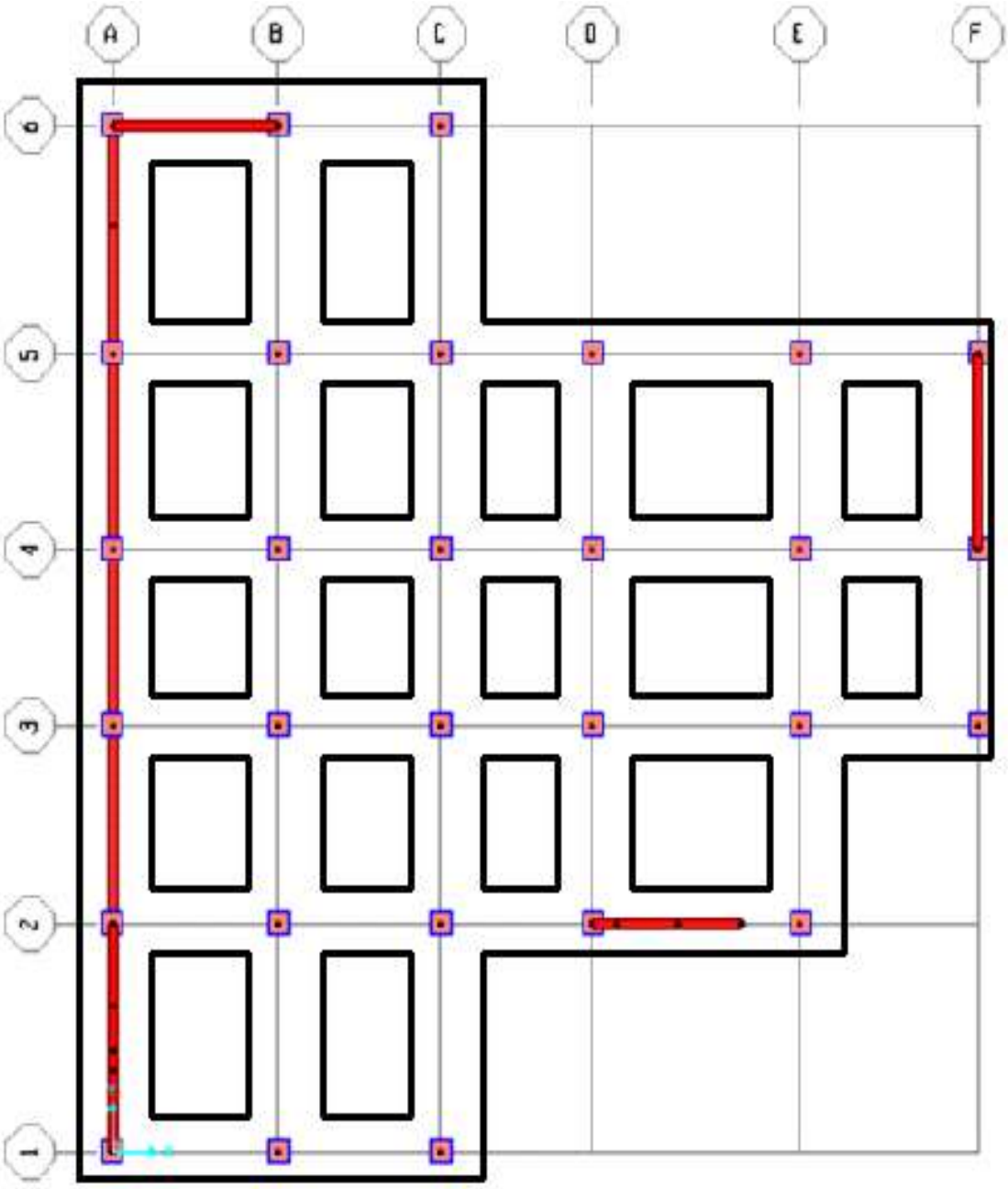



Figure 6-5 : Choix N°3 des semelles du bloc A

## VI.2.3. Calcul de semelle filante :

### VI.2.3.1. Dimensionnement :

- **A l'ELU :**

La combinaison :G + Q + $E_x$

(Encastrement 424) nous donne :

$N_{u\,max} = 3449.80KN$

$M_{1u\,corre} = -0.13\ KN.m$

$M_{2u\,corre} = 65.51\ KNm$

(encastrement 172) nous donne :

$M_{1u\,max} = 221.45KN.m$

$N_{u\,corre} = 1550.13KN$

- **A l'ELS :**

La combinaison :G + Q

(Encastrement 424) nous donne :

$N_{max\,ser} = 1688.22\ KN$

$M_{1ser} = -131.17\ KNm$

$M_{2ser} = -1.49KNm$

(encastrement 424) nous donne :

$M_{1ser\,max} = 131.17KN.m$

$N_{ser\,corre} = 1688.22KN$

$$A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2} + b$$

$$A = \frac{3.3 + 3.35}{2} + 0.4 = 3.725\ m$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.077\ m$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \le \frac{B}{6} \Rightarrow B \ge 6e_0 = 0.466\,m = 46.6\,cm$

✓ $\sigma_m \le \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB} \qquad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB}$$

D'ou : $\sigma_m \le \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} AxB^2 - NB - 3e_0 N \ge 0$

$\Rightarrow \quad 3.725*B^2 - (1688.22*10\text{^}3/(0.25*10\text{^}6)B - (0.231*1688.22*10\text{^}3/(0.25*10\text{^}6)) \ge 0$

A.N: $\Rightarrow \quad 3.725*B^2 - 6.75*B - 1.55 \ge 0$

$\Rightarrow \quad B \ge 2.02\,m$

On prend : B = 2.10 m.

### VI.2.3.2. Vérification de chevauchement :

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm. (d'après la méthodologie de calcul des bureaux d'études et contrôle de CTC)

Tableau 6-4 : vérification de chevauchement des semelles filantes du bloc A

| | semelle | L= | C1 | C2 | L-[(C1+C2)/2] cm | (C1+C2)/2>50 cm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant X | A-B | 3.35 | 2.10 | 2.10 | 125 | oui |
| | B-C | 3.30 | 2.10 | 2.10 | 120 | oui |
| | C-D | 3.05 | 2.10 | 2.10 | 95 | oui |
| | D-E | 4.20 | 2.10 | 2.10 | 210 | oui |
| | E-F | 3.60 | 2.10 | 2.10 | 150 | oui |
| suivant Y | 1-2 | 4.20 | 2.10 | 2.10 | 210 | oui |
| | 2-3 | 3.60 | 2.10 | 2.10 | 150 | oui |
| | 3-4 | 3.25 | 2.10 | 2.10 | 115 | oui |
| | 4-5 | 3.65 | 2.10 | 2.10 | 155 | oui |
| | 5-6 | 4.20 | 2.10 | 2.10 | 210 | oui |

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles, on adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2.10m et une hauteur H=46cm.

### VI.2.3.3. Ferraillage de semelle filante :

**Parallèlement à (1):**

$$e_0 \le \frac{B}{18} \Rightarrow 0.018m \le 0.11\,m \ldots\ldots\ldots(c.v)$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

❖ **A l'ELU :**

On remplace la charge N par une charge fictive N', avec :

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 3538.50\,KN$$

$$A_{1u} = \frac{N'_u(B-b)}{8d_b\sigma_s} = 46.97cm^2$$

❖ **A l'ELS :**

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 1875.60KN$$

$$A_{ser} = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8d_b\sigma_s} = 26.63cm^2$$

$$A_{ser} < A_{1u}$$

Donc on adoptera le ferraillage à l'ELU.

$A_{choisi} = 17HA20 = 53.41\ cm^2$

$S_t = 12\ cm$

$$e \ge (6\varphi + 6cm) \quad \Rightarrow \quad e = 18cm$$

**Parallèlement à l'axe de longitudinal :**

$$A_{rép} = \frac{AxB}{4} \Rightarrow A_{rép} = 28.04cm^2$$

$A_{rép}$ choisi= 10HA20=31.32cm²

$S_t$=10 cm

## VI.2.3.4. Dimensionnement de la poutre de libage:

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164200kN/m²).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm³).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$=0.58 m

Les poutres de libage (PL) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes de largeur de 1m et hauteur de 25 cm .

Tableau 6-5 : Dimensionnement de la poutre de libage

| | b (m) | l (m) | $h_p$ (m) | I ($m^4$) | $l_e$ | $\frac{\pi}{2} l_e$ (m) | $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL | 0.4 | 4.20 | 0.70 | 0.011 | 3.09 | 4.85 | Oui |

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m²) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ∑ Ni : la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau 6-7 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

| | ΣNi (ELU) (kN) | ΣNi (ELS) (kN) | L (m) | $q_u$ (KN /m²) | $q_{ser}$ (KN /m²) |
|---|---|---|---|---|---|
| **PL** | 8459.79 | 6363.16 | 18.9 | 447.60 | 336.67 |

**Calcul des moments :**

❖ **Aux appuis :**

- **À l'ELU:**

$$M_a = -\frac{q_u * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} * (\ell'^2_w + \gamma * \ell'^2_e)}{8.5(1+\gamma)}$$

❖ **En travées :**

- **À l'ELU:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

- **À l'ELS:**

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau 6-8 : Détermination des moments de la poutre de libage

| | ELU | | ELS | |
|---|---|---|---|---|
| | $M_a$(kNm) | $M_t$(kNm) | $M_a$(kNm) | $M_t$(Knm) |
| **PL6** | 783.83 | 648.09 | 592.50 | 488.11 |

## VI.2.3.5. Calcul du ferraillage de la poutre de libage:

### VI.2.3.5.1. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.\, d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-9 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

| | | Mu (kN.m) | d (cm) | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | Choix | montage |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL6 | Travée | 648.09 | 66.3 | 32.37 | 0.00 | **6HA25+2HA20 =35.74** | **4HA25=19.63** |
| | Appui | 783.83 | 66.3 | 41.05 | 0.00 | **10HA25=49.09** | **4HA25=19.63** |

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa [σs]= 202Mpa

Tableau 6-10 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

| | | $A_{ELU}$ ($cm^2$) | $M_{ser}$ (kN.m) | σb (MPa) | σb ≤ [σb] | σs (MPa) | σs ≤ [σs] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL6 | Travée | **35.74** | 488.11 | 9.98 | Oui | 135.81 | Oui |
| | Appui | **49.09** | 592.50 | 11.24 | Oui | 154.85 | Oui |

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

**VI.2.3.5.2. Armatures transversales :**

$$T_u = \frac{q_u . l}{2} = 643.20\ kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{643.20}{400x670} = 2.4 \leq 2.5\ cv$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\ mm$$

$\Rightarrow \varphi_t$ 10 $mm$ Alors en adopte **A = 6HA10 = 4.71 cm²**

**Espacement [1]**

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ;\ 37.5cm\right]$$

❖ **Zone nodale :**

- $A_t = 6T10$.
- $S_t = 10cm$.

❖ **Zone courante :**

- $A_t = 6T10$.
- $S_t = 20cm$.

### VI.2.3.6. Armature de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.7 = 2.1 cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

## VI.3. Calcul des fondations du bloc B :

nous a conduit dans un premier temps à considérer des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification (vérification de chevauchement entre les semelles).

### VI.3.1. Semelles isolées du bloc B :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour le Bloc B nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

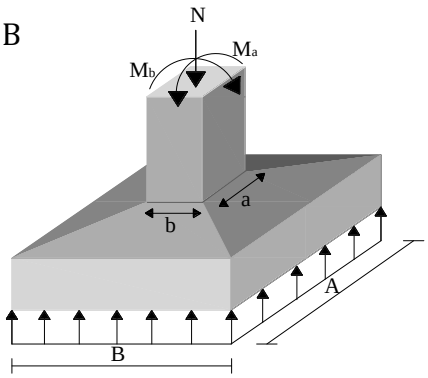



Figure 6-6 : Semelle isolée sous poteau

#### VI.3.1.1. dimensionnement:

$$a = b \Rightarrow A = B$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

- ✓ $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \le \frac{B}{6} \Rightarrow B \ge 6e_0$
- ✓ $\sigma_m \le \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2} \qquad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \left(1+3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{B^2}$$

D'ou : $\sigma_m \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol}B^3 - NB - 3e_0 N \geq 0$

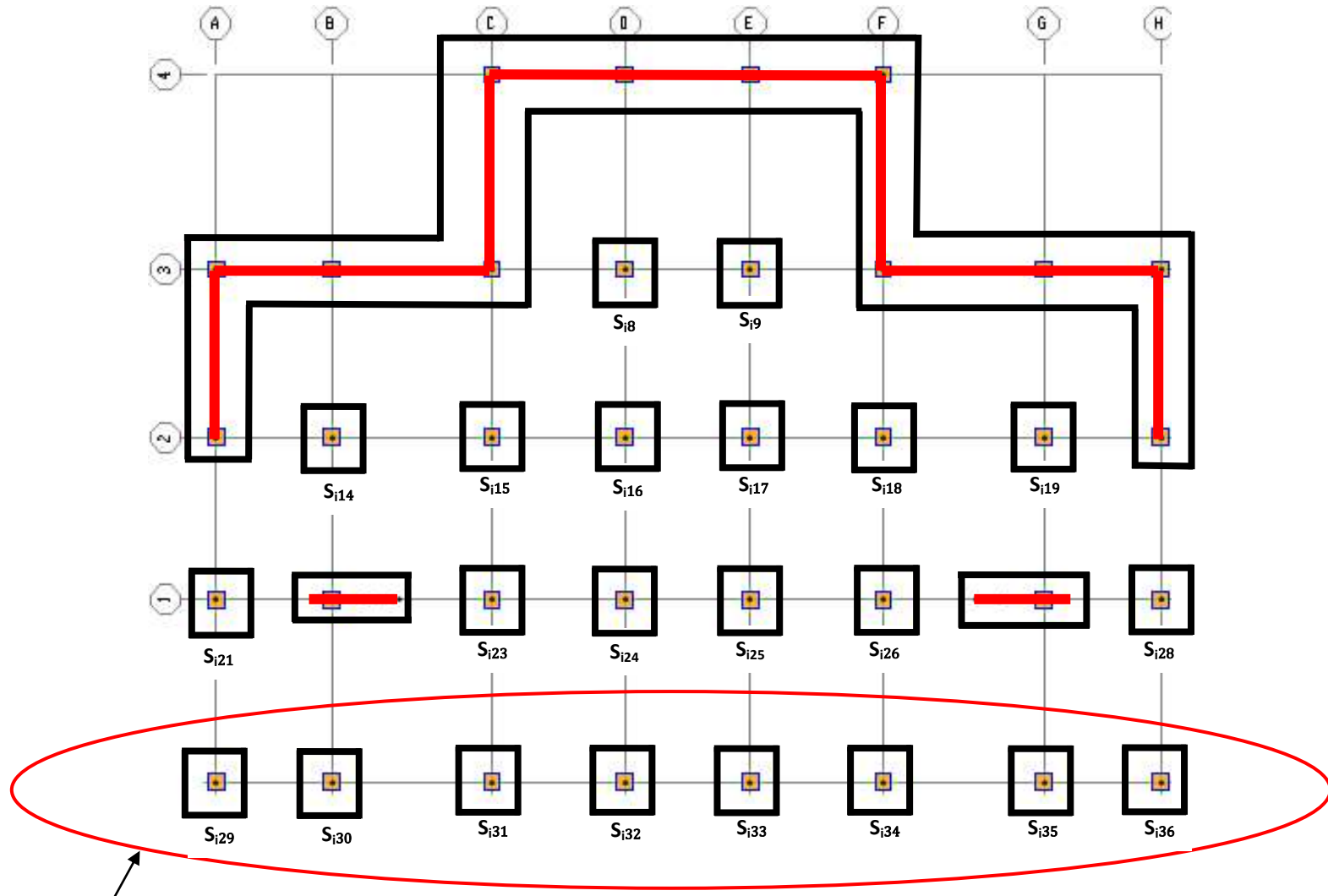



Figure 6-7 : Choix N°1 des semelles du bloc B

Tableau 6-11 : dimensionnement de la section des semelles du bloc B

| Poteaux | Ni (KN) | Ma (KN.m) | Mb (KN.m) | A calculé (m) | B calculé (m) | L (m) | A=B Choisie (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S8 | 932.92 | -0.99 | 2.93 | 1.94 | 1.93 | 2.9 | 2.4 |
| S9 | 920.27 | -0.78 | -2.66 | 1.92 | 1.92 | 2.9 | 2.4 |
| S14 | 788.50 | -2.61 | 1.14 | 1.78 | 1.78 | 2.9 | 2.4 |
| S15 | 1061.71 | -1.13 | 2.74 | 2.06 | 2.06 | 2.9 | 2.4 |
| S16 | 1288.03 | -2.76 | 1.67 | 2.27 | 2.27 | 2.9 | 2.4 |
| S17 | 1305.28 | -3.09 | -1.05 | 2.29 | 2.28 | 3.9 | 2.4 |
| S18 | 1052.38 | -1.76 | -2.71 | 2.06 | 2.05 | 3.33 | 2.4 |
| S19 | 778.18 | -2.85 | -0.42 | 1.77 | 1.76 | 3.33 | 2.4 |
| S20 | 1069.68 | -6.06 | 1.47 | 2.07 | 2.07 | 2.9 | 2.4 |
| S24 | 1324.42 | -6.18 | 1.41 | 2.30 | 2.30 | 2.9 | 2.4 |
| S25 | 1327.66 | -6.48 | -1.27 | 2.31 | 2.30 | 2.9 | 2.4 |
| S26 | 1075.67 | -6.04 | -0.68 | 2.08 | 2.07 | 3.9 | 2.4 |
| S28 | 663.43 | -7.81 | -0.17 | 1.63 | 1.63 | 3.33 | 2.4 |
| S29 | 108.83 | 8.61 | -6.83 | 0.74 | 0.66 | 3.09 | 1 |
| S30 | 167.81 | -8.72 | -5.64 | 0.87 | 0.82 | 3.33 | 1 |
| S31 | 182.37 | -10.33 | 4.60 | 0.89 | 0.85 | 3.9 | 1 |
| S32 | 169.28 | -11.98 | 1.51 | 0.84 | 0.82 | 2.9 | 1 |
| S33 | 168.90 | -11.98 | -0.79 | 0.83 | 0.82 | 2.9 | 1 |
| S34 | 182.62 | -10.53 | -4.13 | 0.89 | 0.85 | 2.9 | 1 |
| S35 | 168.53 | -8.90 | 6.16 | 0.87 | 0.82 | 3.9 | 1 |
| S36 | 108.70 | 8.39 | 7.52 | 0.75 | 0.66 | 3.33 | 1 |

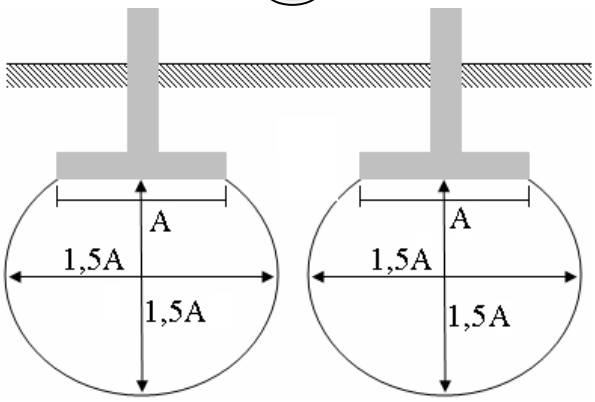



Figure 6-8 : Les bulles de pression

Tableau 6-12 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

| semelle | L | A1 | A2 | 1.5x (A1+A2)/2 | 1.5x (A1+A2)/2> L |
|---|---|---|---|---|---|
| S8-S9 | 3.09 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | chevauchement |
| S14-S15 | 3.90 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S15-S16 | 3.33 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | chevauchement |
| S16-S17 | 3.09 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | chevauchement |
| S17-S18 | 3.33 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | chevauchement |
| S18-S19 | 3.90 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S19-S20 | 2.90 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | chevauchement |

Tableau 6-13 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

| semelle | L | A1 | A2 | 1.5x (A1+A2)/2 | 1.5x(A1+A2)/2 > L |
|---|---|---|---|---|---|
| S8-S16 | 4.20 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S9-S17 | 4.20 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S15-S23 | 4.00 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S16-S24 | 4.00 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S17-S25 | 4.00 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S18-S26 | 4.00 | 2.40 | 2.40 | 3.60 | non |
| S21-S29 | 4.50 | 2.40 | 1 | 2.55 | non |
| S23-S31 | 4.50 | 2.40 | 1 | 2.55 | non |
| S24-S32 | 4.50 | 2.40 | 1 | 2.55 | non |
| S25-S33 | 4.50 | 2.40 | 1 | 2.55 | non |
| S26-S34 | 4.50 | 2.40 | 1 | 2.55 | non |
| S28-S36 | 4.50 | 2.40 | 1 | 2.55 | non |

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles suivant l'axe(X) sauf la ligne A-1 qui mentionne dans la figure 6-7 , on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau 6-15 : Section nécessaire de la fondation isolée de la ligne A-1 du bloc B

| Poteaux | Ni (KN) | A (m) | B (m) | L (m) | A choisie (m) | B choisie (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Si29 | 108.83 | 0.74 | 0.66 | 2.9 | 1 | 1 |
| Si30 | 167.81 | 0.87 | 0.82 | 3.9 | 1 | 1 |
| Si31 | 182.37 | 0.89 | 0.85 | 3.33 | 1 | 1 |
| Si32 | 169.28 | 0.84 | 0.82 | 3.09 | 1 | 1 |
| Si33 | 168.90 | 0.83 | 0.82 | 3.33 | 1 | 1 |
| Si34 | 182.62 | 0.89 | 0.85 | 3.9 | 1 | 1 |
| Si35 | 168.53 | 0.87 | 0.82 | 2.9 | 1 | 1 |
| Si36 | 108.70 | 0.75 | 0.66 | 2.9 | 1 | 1 |

## VI.3.1.2. Ferraillage des semelles isolées du bloc B de la ligne A-1:

❖ **Exemple de calcul (Si34) du bloc B:**

En plus de la répartition trapézoïdale des contraintes ($e_0 \prec \frac{B}{6}$),on ne peut appliquer la méthode des bielles que si la différence entre la contrainte maximale $\sigma_2$ et la contrainte normale $\sigma_1$ est inférieure au $\frac{2}{3}$ de la contrainte moyenne

$\sigma_m\ (\sigma_2 - \sigma_1 \leq \frac{2}{3}\sigma_m)$

Ce qui donne $e_0 \prec \frac{B}{18}$

on remarque que $e_0 \prec \frac{B}{18}$ dans ce cas on utilise la méthode des bielles en remplaçant la

charge fictive $N'$ Avec $N' = N.(1+\frac{3\times e_0}{B})$

Tableau 6-16 : Ferraillage de semelle isolé du bloc B

| Semelle | N [kN] | M [kN.m] | $e_{0\,x}$[m] et $e_{0\,y}$[m] | B et A (m) | b et a (m) | d (m) | N' (Kn) | As ($cm^2$) | $A_{adopté}$ ($cm^2$) | Esp (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Si34 | 252.3 | 14,64 | 0.06 | 1 | 0,4 | 0,35 | 297.71 | 5.4 | 5HA12 =5.65 | 20 |

## VI.3.2. Semelles filantes du bloc B :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments: la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normal et le moment transversal transmis par les poteaux.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux.

Elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

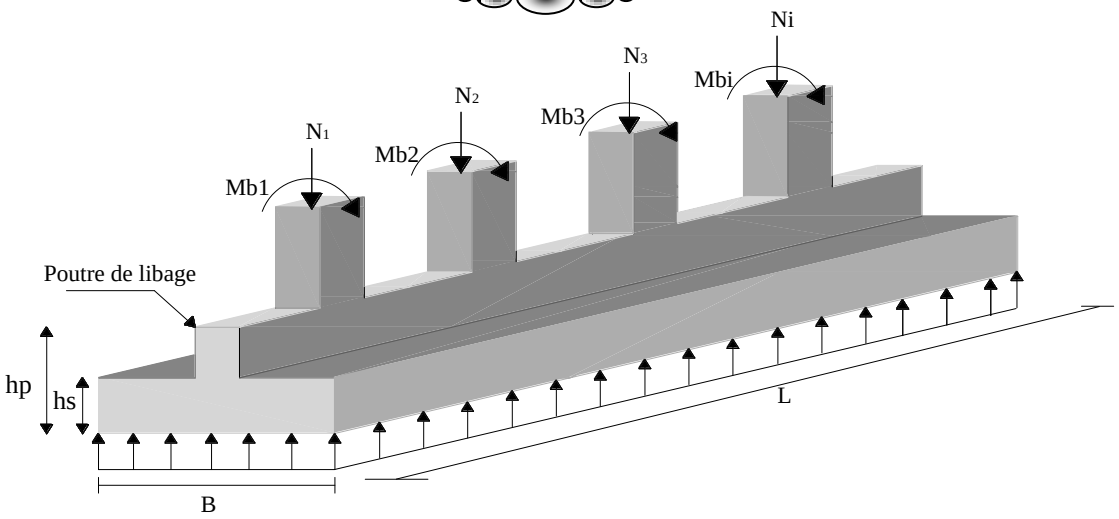



Figure 6-9 : Semelle filante sous poteaux

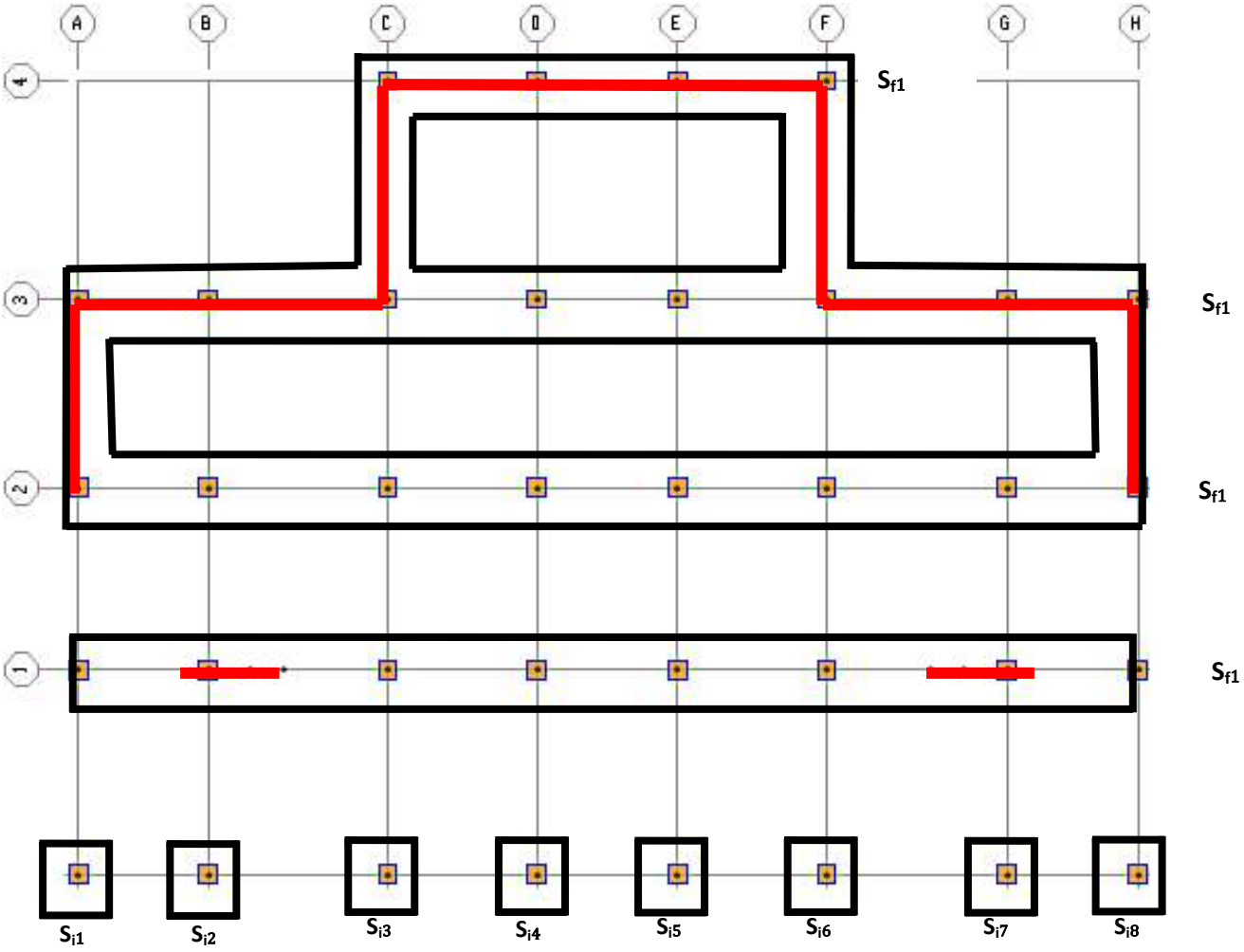



Figure 6-10 : Choix N°2 des semelles du bloc B

## VI.3.2.1.Dimensionnement de semelle filante du bloc B :

❖ **A l'ELU :**

La combinaison :G + Q + $E_Y$

Suivant la ligne 3 :

(encastrement 71)

$N_{u\ max} = 2580.703KN$

$M_{1u\ corre} = 47.88\ KN.m$

$M_{2u\ corre} = 5.87\ KNm$

(encastrement 113 ) :

$M_{1u\ max} = -196.19KN.m$

$N_{u\ corre} = 941.53KN$

❖ **A l'ELS :**

La combinaison :G + Q

(Encastrement 97) nous donne :

$N_{ser} = 1706.06\ KN$

$M_{1ser} = -13.68\ KNm$

$M_{2ser} = -62.84\ KNm$

(encastrement 85) nous donne :

$M_{1ser\ max} = 63.66KN.m$

$N_{ser\ corre} = 1574.55KN$

$$A = \frac{L_i + L_{i+1}}{2} + b$$

$$A = \frac{3.33 + 3.90}{2} + 0.4 = 4.01\ m$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.036\ m$$

Pour avoir une répartition trapézoïdale de la charge de sol, il faut vérifier:

✓ $$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \le \frac{B}{6} \Rightarrow B \ge 6e_0 = 0.216\ m = 21.6\ cm$$

✓ $\sigma_m \le \sigma_{sol}$ où: $\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB} \qquad \sigma_2 = \left(1 + 6\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB}$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right)\frac{N}{AxB}$$

D'ou : $\sigma_m \le \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} AxB^2 - NB - 3e_0 N \ge 0$

$\Rightarrow$ $4.01*B^2 - (1706.06*10\text{^}3/(0.25*10\text{^}6)B - (0.108*1706.06*10\text{^}3/(0.25*10\text{^}6)) \ge 0$

A.N: $\Rightarrow$ $4.01*B^2 - 6.82*B - 0.73 \ge 0$

$\Rightarrow$ $B \ge 1.80\,m$

On prend : B = 2.00 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm. (d'après la méthodologie de calcul des bureaux d'études et contrôle de CTC)

Tableau 6-4 : vérification de chevauchement des semelles filantes du bloc A

| | semelle | L= | C1 | C2 | L-[(C1+C2)/2] cm | L-[(C1+C2)/2]>50cm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| suivant X | 1-2 | 4.00 | 2 | 2 | 200 | oui |
| | 2-3 | 4.20 | 2 | 2 | 220 | oui |
| | 3-4 | 4.80 | 2 | 2 | 280 | oui |

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles, on adopté des semelles filantes d'une largeur de B=2 m et une hauteur H=45cm.

### VI.3.2.2.Ferraillage de semelle filante du bloc B :

**Parallèlement à (1):**

$$e_0 \le \frac{B}{18} \Rightarrow 0.036m \le 0.11\,m \ldots\ldots\ldots(c.v)$$

Donc la méthode de bielle est applicable.

❖ **A l'ELU :**

On remplace la charge N par une charge fictive N', avec :

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 2650.38\,KN$$

$$A_{1u} = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \sigma_s} = 36.26cm^2$$

❖ **A l'ELS :**

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 1798.18KN$$

$$A_{ser} = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \sigma_s} = 24.60cm^2$$

$$A_{ser} < A_{1u}$$

Donc on adoptera le ferraillage à l'ELU.

$A_{choisi} = 20HA16 = 40.21\ cm^2$

$S_t = 10\ cm$

$e \geq (6\varphi + 6cm) \quad \Rightarrow \quad e = 18cm$

**Parallèlement à l'axe de longitudinal :**

$$A_{rép} = \frac{AxB}{4} \Rightarrow A_{rép} = 20.10cm^2$$

$A_{rép}$ choisi= $10HA16=20.11cm^2$

$S_t = 10\ cm$

**VI.3.2.3. Armatures longitudinales :**

**VI.3.2.3.1. Dimensionnement de la poutre de libage:**

Tableau 6-18 : Dimensionnement de la poutre de libage

| | b (m) | l (m) | $h_p$ (m) | I ($m^4$) | $l_e$ | $\frac{\pi}{2} l_e$ (m) | $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL | 0.4 | 3.9 | 0.70 | 0.011 | 3.09 | 4.85 | Oui |

❖ **Calcul à l'ELU:**

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6-19 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

| | | Mu (kN.m) | d (cm) | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | Choix ($cm^2$) | Montage ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL6 | Travée | 444.87 | 66.3 | 16.91 | 0.00 | **6HA20=18.85** | **4HA20=12.57** |
| | Appui | 676.90 | 66.3 | 27.60 | 0.00 | **6HA25=29.45** | **4HA25=19.63** |

❖ **<u>Vérification des contraintes à l'ELS :</u>**

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa [σs]= 202Mpa

Tableau 6-20 : vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

| | $A_{ELU}$ ($cm^2$) | $M_{ser}$ (kN.m) | σb (MPa) | σb ≤ [σb] | σs (MPa) | σs ≤ [σs] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PL6 | Travée | **18.85** | 257.86 | 7.1 | Oui | 200.4 | Oui |
| | Appui | **29.45** | 496.12 | 10.9 | Oui | 196.0 | Oui |

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

**VI.3.2.3.2. Armatures transversales :**

$$T_u = \frac{q_u . l}{2} = 534.42\ kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{534.42x10\text{^}3}{400x670} = 1.99 \leq 2.5\ cv$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\ mm$$

$\Rightarrow \varphi_t$ 10 $mm$ Alors en adopte **A = 6HA10 = 4.71 cm²**

- **Espacement [1]**

$$S_t \leq \min\left[20cm ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm ;\ 37.5cm\right]$$

**Zone nodale :**

- $A_t = 6T10.$
- $S_t = 10cm.$

❖ **Zone courante :**

- $A_t = 6T10.$
- $S_t = 20cm.$

**VI.3.2.3.3. Armature de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.7 = 2.1 $cm^2$, donc on adopte 4HA12=4.52$cm^2$.

## VI.4. Calcul des fondations du Bloc C :

### VI.4.1. Introduction :

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,50 bar à un ancrage de 1.50 m.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferraillage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35\ G+ 1,5\ Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

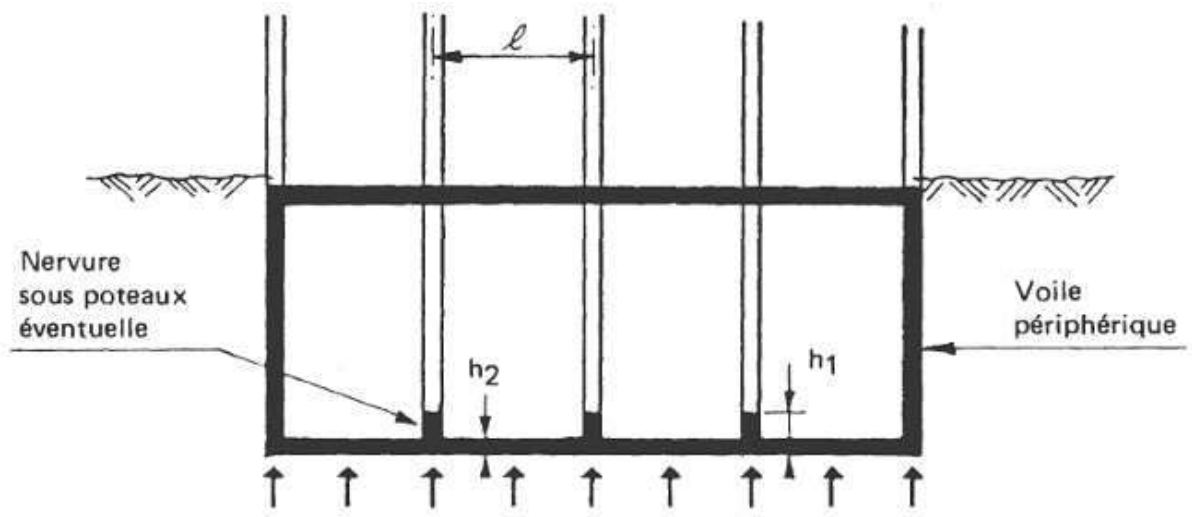



Figure 6-11 : le rôle du radier

## VI.4.2. Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

## VI.4.3. Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol □ poids total de la structure).

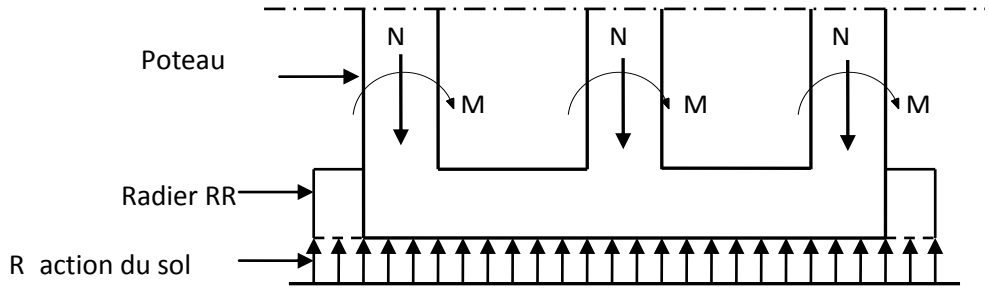



Figure 6-12 : Schéma du Radier

## VI.4.4. Prédimensionnement du radier :

Poids de remblai :

On a l'encrage D=1.5 m, Surface S= 444.35 m$^2$ et le poids volumique du sol

$\gamma_{sol} = 19.9\ kN/m^3$

$$P_{remblai} = 19.9x(1.5x444.35) = 13263.84\ kN$$

Poids supporté par le radier.

Superstructure $G_T$ : la charge permanente totale.

$Q_T$ : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \text{Premblai} + \sum_{i-1}^{9} G_i = 67717.14\ \text{KN}.$$

$$Q_t = \sum_{i-1}^{9} Q_i = 14240.74\ \text{KN}$$

❖ **Combinaison d'actions :**

E.L.U: $N_U = 1{,}35G_T + 1{,}5Q_T = 112779.24$ KN

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 81957.88$ KN

❖ **Surface du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N = N_{ser} = 81957.88$ KN.

$S \geq N/\sigma_{sol} = 327.83\ m^2$

Surface total des semelles $=327.83\ m^2$

Surface de la structure $=444.35\ m^2$

$Ss/Sb=327.83/444.35 = 0.73 > 0.5$

$S_s / S_b = 73\ \square > 50\ \square$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 □ de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

1). L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

2). La réduction des tassements différentiels.

3). Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

4). La facilité de l'exécution.

❖ **Calcul de l'épaisseur du radier ;**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

**condition :**

$\tau_\mu = V_u / b.d \leq 0{,}06\ f_{c28}$

$V_u$ : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; L = 5,90 m

$Q_u = Nu / S = 112779.24/444.35 = 253.80$ KN/m$^2$.

Par ml: $Q_u$=253.80x1ml=253.80 KN/ml.

$V_u = 253.80x5{,}90 / 2 = 748.71$ KN

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0{,}06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0{,}06 f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{748.71\times10^3}{0{,}06\times25\times1} = 0{,}49\text{m}$$

$h = d + c = 50 + 5 = 55\text{cm}$ ; on prend : $h = 55\text{cm}$ ; $d = 50\text{cm}$

❖ **Détermination de la hauteur de Nervure :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48\ .\ l^4\ .\ K}{\pi^4\ .\ E}} = 77.47\ \text{cm}$$

h≥ 77.47 cm

Avec :

- ✓ L=5.90 m : la longueur de la nervure.
- ✓ K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.
- ✓ E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

On prend : d=72 cm ; h = 80 cm ; b = 50 cm.

❖ **Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

L=12x(5.90+3.30+2.10+11.10)=268.8 m

$$G_{radier} = \gamma_b \left[ h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{radier} = 25\left[(0{,}55 \times 444.35) + (0{,}80 \times 0{,}50 \times 268.8)\right] = 8797.81 KN$$

$$E.L.S : N_{ser} = 8797.81 + 81957.88 = 90755.69\ KN.$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{90755.69}{444.35} = 204.24\ KN/m^2 < 250\ KN/m^2 \text{.....condition verifiée.}$$

❖ **La longueur élastique**

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0{,}50 \times (0{,}80)^3/12 = 0{,}021 cm^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200\ KN/m^2$.

b : largeur de la poutre b=0,40m.

K : coefficient du raideur de sol $k = 4000\ KN/m^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0{,}021}{400 \times 0{,}50}} = 6.06\ m$$

$$L_{max} = 5.50m < \frac{\pi}{2}.L_e = 9{,}51m \text{.....condition vérifiée.}$$

$L_{max}$ : la longueur maximale entre nues des poteaux.

## VI.4.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier :

**Poids unitaire du radier :**

Donc la charge en « $m^2$ » à prendre en compte dans le calcul du ferraillage du radier est :

$Q = 204.24\ KN/m^2$.

## VI.4.6. Ferraillage du radier :

### VI.4.6.1. Ferraillage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis $L_x$ et $L_y$ avec $L_x \leq L_y$.

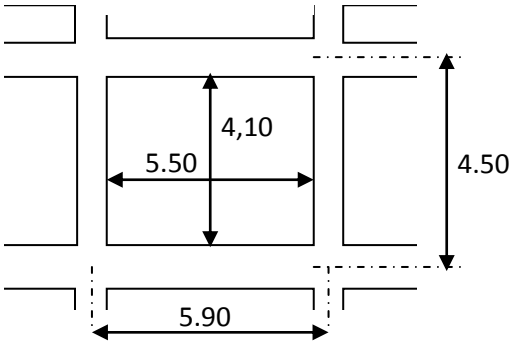



Figure 6-13 : schéma de Radier

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

### VI.4.6.2. calcul des sollicitations :

Si $: \alpha = L_x / L_y \geq 0{,}4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

### VII.4.6.3. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

❖ **Travail externe ;**

Tableau 6-21 : Travail externe

| éléments | Aire de Chargement | déplacement de CG | travail externe pour une charge qu |
|---|---|---|---|
| 1 | 2*4.1* y/2 | f/3 | 1.37.y.f.$q_u$ |
| 2 | 4*2.05* y/2 | f/3 | 1.37.y.f.$q_u$ |
| 3 | 2*2.05 (5.5- 2y) | f/2 | (11.27-4.1y).f.qu |
| | | Σ | f.qu. (11.27-1.37y) |

❖ **Travail interne :**

Tableau 6-22 : Travail interne

| Eléments | | moment de rupture (M) | longueur de ligne de rupture (L) | rotation (θ) | travail interne = M.L.θ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | + | M | 5.5 | f/2.05 | 2.68.M.f |
| | - | 0.5M | 5.5 | f/2.05 | 1.34. M.f |
| 2 | + | M | 4.10 | f/y | 4.1.f.M/y |
| | - | 0.5M | 4.10 | f/y | 2.05.M.f/y |
| | | | | 2*Σ | 2*(4.024+6.15/y).M.f./y |

$$q = M\frac{\left(\frac{12.3}{y}+8.04\right)}{11.48-1.36y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy}=0 \Rightarrow 10.93\,y^2+33.45\,y-145.20=0 \Rightarrow y=2.37\ m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.62 q

$$M_t = M = 0.62.q_u = 0.62\times(253.80) = 157.36\ KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5\times 8.14 = 78.68\ KN.m$$

## VI.4.6.4. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable.

Tableau 6-23 : Les données

| | | | |
|---|---|---|---|
| $f_{c28}$ | 25 MPa | h | 55 cm |
| $f_{t28}$ | 2,1 MPa | dx/dy | 51.4 cm/50.8cm |
| $f_e$ | 400 MPa | c | 3 cm |
| $\sigma_{b\ adm}$ | 14.2 MPa | c' | 3 cm |
| $\sigma_{s\ adm}$ | 348 MPa | b | 100 cm |

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 55 - 3 - \frac{1.2}{2} = 51.4\,cm \\ d_y = 55 - 3 - \frac{1.2+1.2}{2} = 50.8\,cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau 6-24 : Calcul des sections d'acier de la dalle

| | | $M_u$ (kN.m) | M | β | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Sens x** | En travée | 157.36 | 0.0419 | 0.979 | 8.98 | 0.00 | 5.5 |
| | En appuis | 78.68 | 0.021 | 0.989 | 4.44 | 0.00 | 5.5 |
| **Sens y** | En travée | 157.36 | 0.429 | 0.979 | 9.09 | 0.00 | 5.5 |
| | En appuis | 78.68 | 0.0215 | 0.989 | 4.50 | 0.00 | 5.5 |

**VI.4.6.5. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{55 \times 100}{1000} = 5.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 10HA12 = 11.31\,cm^2 \\ A_y = 5HA12 = 5.65\,cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 10HA12 = 11.31\,cm^2 \\ A_y = 5HA12 = 5.65\,cm^2 \end{cases}$

**VI.4.6.6. Condition d'espacement :**

$$\overline{S}_t \le Min[3h = 135\,cm\,,\,33\,cm] \le 33\,cm$$

On prend : St = 10 cm

Sa=20cm

**VI.4.6.7. Vérification de l'effort tranchant :**

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\ f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 379.02KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{379.02 \times 10^3}{1000 \times 514} = 0.737\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 346.86KN$$

$$\tau_u = \frac{346.86 \times 10^3}{1000 \times 508} = 0.682\,MPa < \overline{\tau}_u = 2.5\,MPa \text{ (Condition vérifié)}$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## VI.4.7. Ferraillage de Nervure 80x50 :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0{,}4$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

### VI.6.7.1. Sens longitudinal :

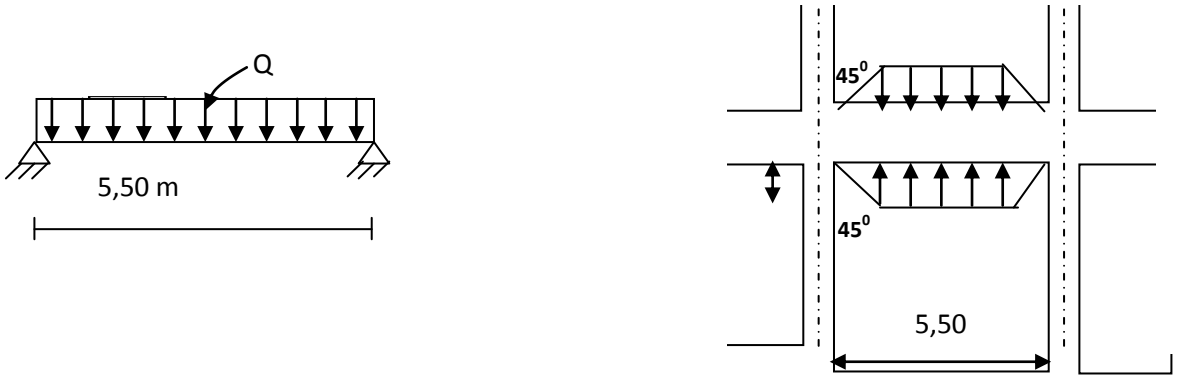



Figure 6-14 : Répartition des charges sur les poutres

### VI.4.7.2. Evaluation des charges :

- **À l'ELU :**

$$q_u = \frac{Nu}{S\ rad} = 253.80\ kN/m2$$

- **À l'ELS :**

$$q_{ser} = \frac{Nser}{S\ rad} = 204.24\ kN/m2$$

### VI.4.7.3. Calcul des moments :

**Aux appuis :**

- **À l'ELU :**

$$M_a = -\frac{q_u . \ell^2}{12} = -\frac{253.80x5.50^2}{12} = \text{-}639.80\ kN.m$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser} . \ell^2}{12} = \frac{204.24x5.50^2}{12} = \text{-}514.85\ kN.m$$

**En travées :**

❖ **À l'ELU :**

$$M_t = \frac{q_u \ell^2}{24} = \frac{253.80x5.50^2}{24} = 319.89 \text{ kN. m}$$

❖ **À l'ELS :**

$$M_t = \frac{q_{ser} \ell^2}{24} = \frac{204.24x5.50^2}{24} = 257.42 \text{ kN. m}$$

## VI.4.8. Calcul du ferraillage :

### VII.4.8.1. Armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU de résistance :**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b.b.d^2} \; ; \quad Si \; \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \; et \; A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$$

Tableau 6-25 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

| | Mu (kN.m) | d (cm) | A ($cm^2$) | Choix |
|---|---|---|---|---|
| Travée | 319.89 | 72 | 12.44 | 4HA20=12.56 |
| Appui | -639.80 | 72 | 25.05 | 8HA20=25.13 |

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau 6-26 : Vérifications des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

| | $A_{ELU}$ ($cm^2$) | Mser (kN.m) | σb (MPa) | σb ≤ [σb] | σs (MPa) | σs ≤ [σs] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | 12.56 | 257.42 | 5.87 | Oui | 190.30 | Oui |
| Appui | 25.13 | -514.85 | 9.35 | Oui | 192.65 | Oui |

### VI.4.8.2. Armatures transversales :

- **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

$$Tu = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{253.80x5.50}{2} = 697.95\ kN.m$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement $\tau_u$ :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{697.95 * 10^3}{500 . 720} = 1.93\ MPa < [\tau] = 2.5\ MPa$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

- **Zone nodale :**
  - $A_t = 6T10$.
  - $S_t = 10cm$.
- **Zone courante :**
  - $A_t = 6T10$.
  - $S_t = 20cm$.

### VI.4.8.3. Armature de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Ap=3*0.8 = 2.4 $cm^2$, donc on adopte 4HA12=4.52$cm^2$.

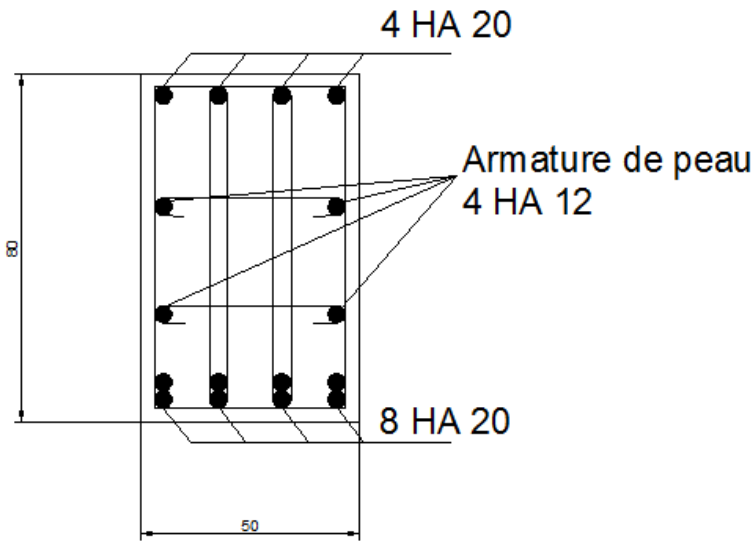



Figure 6-15 : Répartition armatures dans les poutres

## VI.5. Calcul des longrines :

### VI.5.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

### VI.5.2. Pré dimensionnement : ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

Pour un sol de fondation de catégorie ($S_2$) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) $cm^2$.

On adopte:

Tableau 6-27 : pré dimensionnement de longrine des trois Blocs

| Bloc A | Bloc B | Bloc C |
|---|---|---|
| (b x h) = (**30** x **30**) **cm²** | (b x h) = (**30** x **30**) **cm²** | (b x h) = (**35** x **35**) **cm²** |

### VI.5.3. Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}.$$

**N** : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

**α** : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : **α = 12** (Zone IIB ; SiteS2).

**E.L.U**

$$F_U = \frac{N_U}{\alpha} \geq 20\ KN$$

**E.L.S**

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha}$$

## VI. 5.4. Calcul de ferraillage :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{\sigma_s}$

**Section minimale donnée par le RPA 99**

$A_r \geq 0.6\,\% B$

**Condition de non fragilité [1]**

$$A \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$$

**Vérification à E.L.S**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A}$$

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{ti}}\right] = 202\text{MPa}$ on doit vérifier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

### VI. 5.4.1. Armatures transversales

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{ mm}$$

$\Rightarrow \varphi_t\ 8\ mm$ Alors en adopte **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

- **Espacement [1]**

$S_t \leq \min\left[20\text{cm} ; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm} ;\ 18\text{cm}\right]$

$\boldsymbol{s_t = 15\ cm}$

Touts les résultats de ferraillage et de vérification des contraintes des trois blocs sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 6-28 : déférent sollicitation de longrine

| | a (cm) | b (cm) | $N_u$ (kN) | $N_{ser}$ (kN) | $F_u$ (kN) | $F_{ser}$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Bloc A | 30 | 30 | 1433.02 | 1041.83 | 119.42 | 86.82 |
| Bloc B | 30 | 30 | 1804.37 | 1310.66 | 150.36 | 109.22 |
| Bloc C | 35 | 35 | 2610.01 | 1879.76 | 217.50 | 156.65 |

Tableau 6-29 : Ferraillage de longrine de Bloc A, B et C

| | A ($cm^2$) | Arpa ($cm^2$) | Acba ($cm^2$) | choix | Afinal | 6s (Mpa) | Verifi |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bloc A | 3.43 | 5.40 | 4.73 | 6HA12 | 6.79 | 127.86 | CV |
| Bloc B | 4.32 | 5.40 | 4.73 | 6HA12 | 6.79 | 160.86 | CV |
| Bloc C | 6.25 | 7.35 | 6.43 | 6HA14 | 9.24 | 169.53 | CV |

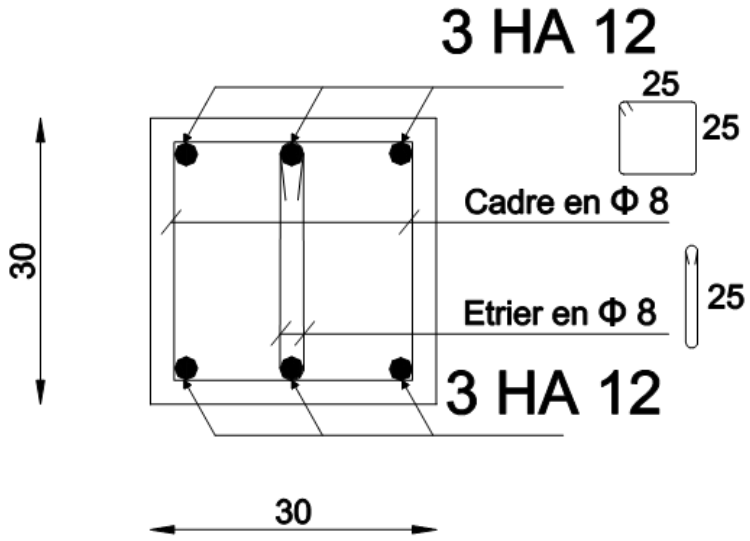



Figure 6-16 : Ferraillage des longrines Bloc A

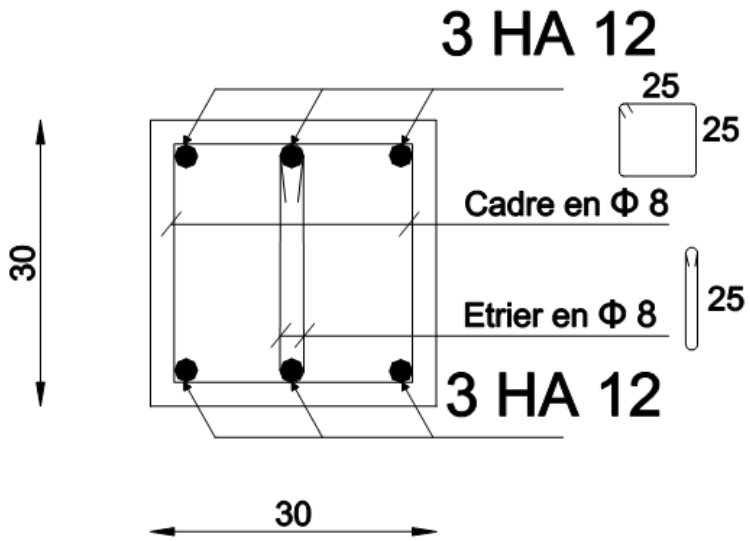



Figure 6-17 : Ferraillage des longrines Bloc B

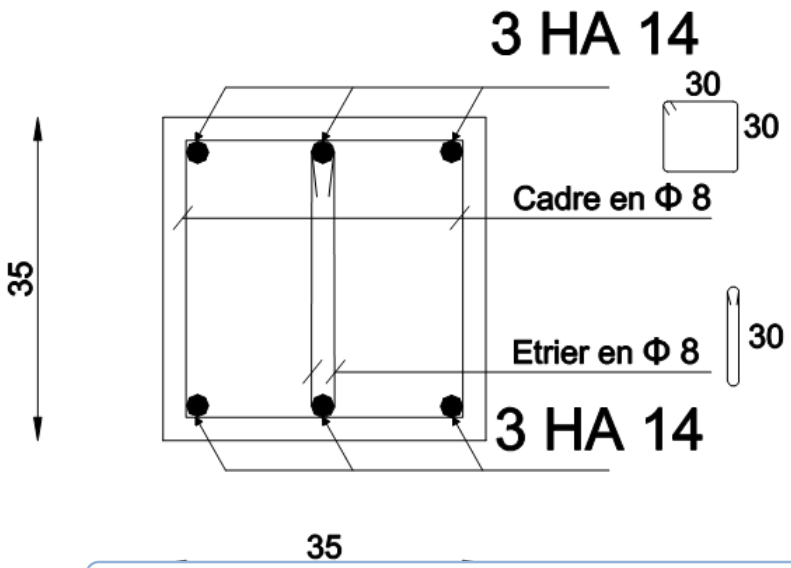



Figure 6-18 : Ferraillage des longrines Bloc C

## VI.6. Calcul de mur de soutènement:

Notre mur de soutènement joue un double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

Epaisseur ≥ 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 □ dans les deux sens horizontal et vertical.

Un recouvrement de 50 □ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 18 cm.
La hauteur de voile périphérique = 4.2 m.

### VI.6.1. charge permanente :

Nous avons :

un terrain plat : β=0
mur droit : λ=0
le poids volumique du terrain à 2/3 du mur par rapport au terrain naturel : γ=19.9kN/m³.
l'angle de frottement interne : φ=32°

**Poussée de terre :**

La poussée P : $P = \frac{1}{2} k_{\gamma} . \gamma_h . L^2$

$$k_{\gamma} = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}) = 0{,}307$$

$$P = \frac{1}{2} x0{,}307 x19.9 x(4.2)^2 = 53.88\ KN/m$$

## VI.6.2. Calcul des moments : (méthode des lignes de rupture) :

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{4.2} = 1 > 0.4 \Longrightarrow$ la dalle travail suivant les deux directions.

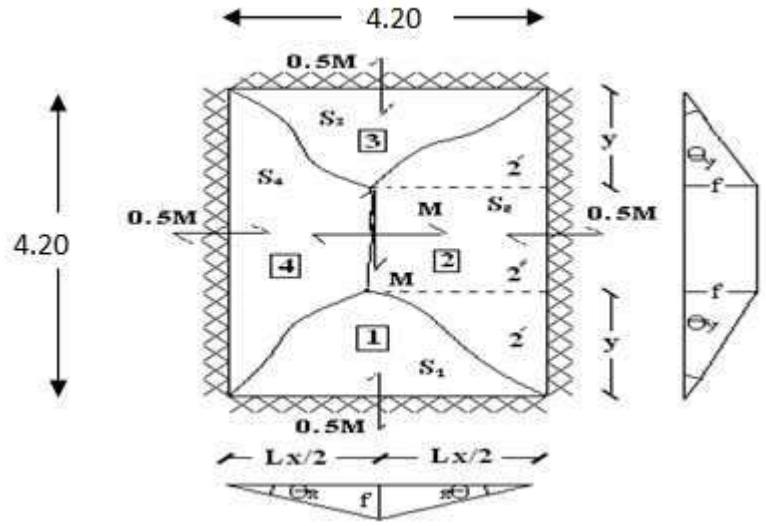



Figure 6-19 :Dimension de la dalle machine

$$T_{ext} = \sum T_{ext\ i}$$

$$T_{ext} = 2T_{ext\,1} + 4T_{ext\,2} + 2T_{ext\ 2'}$$

$$T_{ext\,1} = q\left(L_x \frac{y}{2}\right)\frac{f}{3}\ ;$$

$$T_{ext\,2} = q\left(y\frac{L_x}{4}\right)\frac{f}{3}\ ;$$

$$T_{ext\,2'} = q\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{2}\right)\frac{f}{2}$$

$$T_{ext} = 2qf\left(L_x \frac{y}{6}\right) + 4qf\left(y\frac{L_x}{12}\right) + 2qf\left(\left(L_y - 2y\right)\frac{L_x}{4}\right)$$

$$T_{ext} = qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)$$

$$T_{int} = \sum T_{int\ i}$$

$$T_{int} = 2T_{int\,1} + 2T_{int\,2}$$

$$T_{int\,1} = M_y L_x \theta_y + 0.5 M_y L_x \theta_y = 1.5 M_y L_x \theta_y = 2.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int\,1} = 1.5 M_y L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int\,1} = M_x L_y \theta_x + 0.5 M_x L_y \theta_x = 1.5 M_x L_y \theta_x = 1.5\, M_y L_x \frac{2f}{y}$$

$$T_{int\,2} = 3Mf \frac{L_y}{L_x}$$

$$T_{int} = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$T_{int} = T_{ext} \Longrightarrow qf\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right) = Mf\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)$$

$$q = M \frac{\left(\frac{3L_x}{y} + \frac{6L_y}{L_x}\right)}{\left(\frac{-L_x y}{3} + \frac{L_x L_y}{2}\right)} = \frac{U(y)}{V(y)}$$

$$\acute{q} = 0 \Longrightarrow \acute{U}(y).V(y) - U(y).\acute{V}(y) = 0$$

$$8.4y^2 + 35.28\, y - 111.13 = 0\,; \longrightarrow y = 2.54\, m$$

q = 2.08 M

Charge ELU $q_u$= (1.35x53.88) =72.73 kN/ml

Charge ELS $q_{ser}$=53.88 kN/ml

M = 0.48 q

*Tableau 6-30* : *les efforts internes*

| ELU | |
|---|---|
| $M_u$ (KN.m) | 34.91 |
| $q_u$ (KN) | 72.73 |
| $Mu_{tx}$= $Mu_{ty}$ (KN.m) | 25.86 |

**Les moments à ELS (méthode forfaitaire)**

**Les moments sont données par :**

$$M_{ox} = \mu_x . q . L_x^2 \; ; \; M_{oy} = \mu_y . M_{ox} .$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0411 \; ; \mu_y = 1.$$

$$M_{0x} = \mu_x . Q . L_x^2$$

$$M_{ox} = 0.0411 \times 53.88 \times (4.20)^2 = 39.06 KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$$

$$M_{oy} = 1 \times 39.06 = 39.06 \, KN.m$$

| ELS |
|---|
| $M_{ser} = 39.06$ KN.m |
| $q_{ser} = 53.88$ KN |
| $Mu_{tx} = Mu_{ty} = 39.06$ KN.m |

Tableau 6-31 : Le ferraillage a l'ELU

| | | $d_x$ | $d_y$ | **μ** | β | A $^{cal}$ ($cm^2$) | A $_{choisie}$($cm^2$) | St (cm) | $A_{repartition}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant x | travée | 14.8 | 13.4 | 0.112 | 0.940 | 7.20 | 7HA12=7.92 | 15 | 5HA10 3.93 |
| | appuis | 14.8 | 13.4 | 0.056 | 0.971 | 3.49 | 5HA12=5.65 | 20 | 3HA10 2.36 |
| Suivant y | travée | 14.8 | 13.4 | 0.137 | 0.926 | 7.68 | 7HA12=7.92 | 15 | 5HA10 3.93 |
| | appuis | 14.8 | 13.4 | 0.068 | 0.965 | 3.87 | 5HA12=5.65 | 20 | 3HA10 2.36 |

**VI.6.3. Condition de non fragilité : [1]**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 7.92 cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80 \, cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 5.65\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.80\,cm^2$ (c.v)

Tableau 6-32 : Vérification de l'effort tranchant

| | *Suivant x* | *Suivant y* |
|---|---|---|
| V | $\frac{P \times Lx \times Ly}{2 \times Ly + Lx} = \frac{72.73 \times 4.2 \times 4.2}{2 \times 4.2 + 4.2} = 101.82\ kN$ | $\frac{P \times Lx \times Ly}{3 \times Ly} = \frac{72.73 \times 4.2 \times 4.2}{3 \times 4.2} = 101.82 kN$ |
| $\tau_u$ | $\frac{101.82 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.68\ MPa$ | $\frac{101.82 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.72\ MPa$ |
| $\bar{\tau}_u$ | $\frac{0.15 \times fcj}{\gamma_b} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5\ MPa$ | |
| $\tau u \leq \overline{\tau_u}$ | CV | CV |

❖ <u>les vérifications nécessaires</u>

- **Vérification de l'espacement**

$S_{T1} \leq Min \begin{cases} 3h = 45\ cm \\ 33cm \end{cases}$ soit $\begin{cases} S_{T1} = 25\ cm \\ S_{T2} = 30\ cm \end{cases}$

Tableau 6-33 : Vérification à l'état limite de service

| | | $M_{ser}$(KN.m) | A ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | Verification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Sens X | **travée** | 39.06 | 7.92 | 1.01 | 13.96 | CV |
| | **appuis** | 19.53 | 5.65 | 0.51 | 6.98 | CV |
| Sens Y | **travée** | 39.06 | 7.92 | 1.01 | 13.96 | CV |
| | **appuis** | 19.53 | 5.65 | 0.51 | 6.98 | CV |

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

**VI.6.4. Vérification de la flèche :** [1]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{18}{420} = 0.042 \geq \frac{39.06}{20 \times 118.8} = 0.016 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100 \times 14.8} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \text{(c;v)}$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

# CONCLUSION GENERALE

# CONCLUSION

Ce projet de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en nous basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

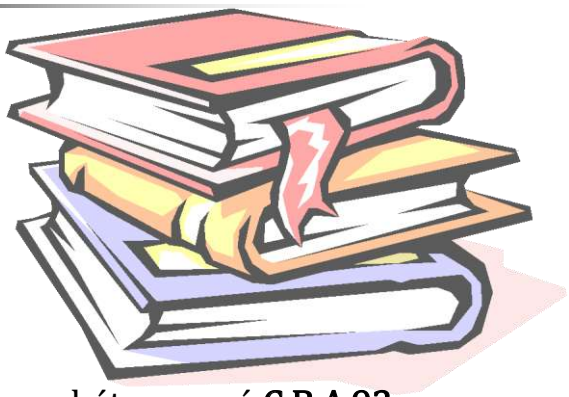
D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

# REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

# REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE




**Documents réglementaires :**

**[1]:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**

**[2] :** Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**

**[3]:** Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

**Manuels techniques :**

**[4] :** Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

**[5] :** Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».

**[6] :** COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

**[7] :** Cours du béton armé. M .BOUKANDAKDJI.O.

**[8] :** Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».


**Logiciels :**

- SAP 2000 V15
- Expert 2010
- Excel
- Autocad 2010