PDF Page Organizer - Foxit Software

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département du Génie Civil



Mémoire de Fin d'Études

Présenté pour l'obtention du Diplôme
de Master en Génie Civil

***Option* : Structures**

THEME

Etude d' un batiment en (2SS+R+5)contreventé Mixte en béton armé implanté dans zone sismique 3 (Alger)

Dirigé par :

Mr. SAFIDDINE SALIM

Mr.KESSEIR MOHAMED

Etudié par :

- FEDDAMADJI BILLEL

- MAMI MEROUANE

Juin 2016

PDF Page Organizer - Foxit Software





DEDICACE

Out d'abord, je tiens à dédier ce petit travail :

A mes chers parents qui ont toujours veillé sur moi et mon soutenu

Durant toute ma vie et de m'avoir encouragé à tracer mes objectifs

Mille dédie

A mon cher frère et mes chères sœurs

A tout ma famille

A mon promoteur : saiffidine salim

A mon binôme: MAMI MAROIANE

A tout mes amies sans exception

Surtout les classes ***des génies civiles***

2016 (LMD).



PDF Page Organizer - Foxit Software

C'est avec Une très grand honneur qu' je
Dédie mon travail : aux personnes les plus chères au
Monde après mon **DIEU** pour leurs sacrifices :
A mes parents : mon **père Mohamed** : Sans lui, je

N'aurais jamais atteint ce niveau d'études et je

Le respecte infiniment pour son soutien et ses

Encouragements successifs envers moi depuis

L'école primaire et jusqu'au présent.

Et sur tout à ma **mère Bahia** qu'elle a beaucoup sacrifié

Pourmoi depuis ma naissance jusqu'à maintenant

Et qu'elle n'a jamais cessé de m'encourager, que dieu les gardes.

À toute **ma famille.Mami** et **Mouali mostepha** Mesfrères**Abderaoufe**, **Abdelghani** messœurs**Hafsa** et **meriem** et sans oublie le plus chère Person à mon cœur **Affaf**.

A tous **mes amis** d'étude depuis l'école primaire

Jusqu'à l'université. Surtout classe Génie Civil promo 2016,

À tous mes collègues de ma promotion.

Nous exprimons nos profond remercîments à notre promoteur Mr **Kessier**, et les membres de **jury** qui nous foirent l'honneur de juges ce travail et aussi à tous les **professeurs** qui ont contribué à notre formation.



Marouane Mami

PDF Page Organizer - Foxit Software

Remerciment

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur et Co-promoteur: Mr. ***SAFIDDINE salim*** *et Mr.* ***KESSEIR Mohamed*** *pour leurs conseils et aide précieuse.*

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout : Mr ***KESSEIR Mohamed***

, Mr ***IRKI Ilyes*** *et tout les ingénieures du CTC Centre sans exception.*

PDF Page Organizer - Foxit Software

RESUMIE

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابقين تحت ارضي+ طابق ارضي+ 5 *طوابق* بمدينة الجزائر

ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

هذا المشروع مؤسس عبـر مقاييس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في2003 (***RPA99 version 2003***) و مقياس الاسمنت المسلح(***CBA93***).

RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier une clinique anti-cancéreux en 02s-s+RDC+5étage, à usage d'habitation, Il est implanté à ALGER la wilaya de ALGER. Cette région est classée en zone sismique III selon le ***RPA99 version 2003***.

Cet ouvrage est une structure contreventée par des voiles en béton armé. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au ***RPA99 version 2003*** et ***CBA93***. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais de logiciel de calcul des structures par éléments finis on SAP2000. V17.0.1

ABSTRACT

This project deals study build of a cancer clinic with Underground+ground+5 stories floors in the city of ALGER.

The ALGER City was classified the biggest seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003.

The measurements and the design of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 v17.0.1 ».

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

Introduction Générale: ……01

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :……03

I.2. Description de l'ouvrage :……....03

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :……..…...…….03

I.3-a. Dimensions……..…...….03

I.3-a-1. Bloc A……..……....03

I.3-a-2. Bloc B ……..……....04

I.3-b. Système de contreventement ……..04

I.3-c. Planchers ……...04

I.3-d. Maçonnerie ……..……..05

I.3-e. L'acrotère ……..……..…….....05

I.3-f- Escalier……..…..11

I.4- Caractéristique mécaniques des matériaux……..……..….11

I.4-1- Béton ……11

I.4-1.a- caractéristique du Béton ……..…..11

I.4-1.b- ciment ……..……..…..11

I.4.1.c- Granulats ……..……..…..11

I.4-1.d- Eau de gâchage ……..……11

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

I.4-1.e- Dosage du béton……..…..12

I.4-2- Béton armé ……..……12

I.4-2.a- Résistance du béton ……..……..…..12

I.4-2.b- Résistance caractéristique à la compression……..……..…..12

I.4-2.c- Résistance caractéristique à la traction ……13

I.4-2.d- Coefficient de POISSON (υ) ……..……..13

I.4-2.e- Module de déformation longitudinale……..……...14

I.4-3- Acier ……...…..14

I.4-3 .A - Types d'acier……..…..15

I.4-3. B- Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……..……..15

I.5- Principe de calcul du CBA 93 ……..……...……....15

I.5-1- E.L.U de résistance……..……..…...…16

I.5-1.1- Contrainte du béton en compression……..……16

I.5-1.2- Contrainte ultime de cisaillement : [1] ……...……17

I.5-1.3- Contrainte limite de l'acier :……..……17

I.5-2- A l'E.L.S ……..……18

I.5-2.1- E.L.S de compression de béton ……18

I.5-2.2- E.L.S de contrainte limite de l'acier……..……18

I.5-3- Contrainte limite de l'acier ……..……..…18

I.6- Conclusion ……....18

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

CHAPITRE II :Prédimensionnement des éléments structureux

II.1- Introduction ……21

II .2- Pré dimensionnement des planchers ……21

II .2.1- Plancher à corps creux : ……21

II .2-1.1-Condition d'isolation acoustique ……22

II .2.2- Les dalles pleines ……23

i) Critère de résistance : ……23

ii) Sécurité contre l'incendie : ……23

iii) condition d'isolation acoustique : ……23

II .2.2.1- Conclusion ……23

II .2.2.2- Condition de la flèche : ……23

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations……24

II.3.1- Maçonnerie ……24

II.3.1.a- Murs intérieurs (simple cloison) ……24

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) ……24

II.3.2- Plancher terrasse……25

II.3.2.a- Charges permanentes ……25

II.3.2.b- Charges d'exploitation……26

II.3.3. Plancher courant ……26

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

II.3.3.a- Charges permanentes ……26

II.3.3.b- charges d'exploitation……27

II.3.4- Dalle pleine ……27

II .3.4.a- Terrasse ……27

II.3.4.b- Etage ……28

II.4 -Prédimensionnement des poutres ……30

II.5- Prédimensionnement des poteaux……33

II.5.A- Bloc A ……33

II.5.A.1-Choix du poteau le plus sollicité ……33

II.5.A.2 -Dimensions des poteaux ……33

II.5. A.3-Calcul de la longueur de flambement Lf ……34

II.5. A.4-Calcul de l'effort Nu ……35

II.5. A.5-Détermination des charges et surcharges ……36

II.5.A.6- Descente des charges……37

II.5.A.6.a-Charges d'exploitation ……38

II.5.A.7- Vérification selon le RPA99v2003……40

II.5.B- Bloc B……40

II.5.B.1- Choix du poteau le plus sollicité……40

II.5.B.2- Dimensions des poteaux circulaires ……40

II.5.B.3- Dimensions des poteaux carée ……40

II.5.B.4- Calcul de la longueur de flambement Lf (forme circulaire)……41

II.5.B.5-Calcul de l'effort Nu……42

II.5.B.6- Détermination des charges et surcharges ……42

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

II.5.B.7- Descente des charges ……43

II.5.B.7.a- Charges Permanente……44

II.5.B.7.b- Charges d'exploitation……44

II.5.B.8- Vérification selon le RPA99v2003 ……..……..45

II.6- Prédimensionnement des voiles**…….…….....**46

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1- L'acrotère ……...……48

III.1.1- Charges permanentes et d'exploitations…….……..48

III.1.2-Calcul des efforts ……..…48

III.1.3-Calcul du ferraillage ……..49

III.1.3.a- À E L U ……49

III.1.3.b-Vérification à l'E.L.S :……51

III.1.4-Vérification de l'effort tranchant ……..53

III.1.5- Vérification de l'acrotère au séisme…….53

III.2- Plancher à corps creux…….54

III.2.1-La dalle de compression :……...……...…54

III.2.2- Les poutrelles…….…..56

III.2.2.1-avant coulage…….56

III.2.2.2- Après coulage ……..….58

III.2.2.2.A- Bloc A……59

III.2.2.2.A-1- Méthode de calcul…….…..59

III.2.2.2A.2- Sollicitations de calcul ……61

III.2.2.2.B- Bloc B……....65

III.2.2.2.B.1- Méthode de calcul……65

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

III.2.2.2.B.2- Sollicitations de calcul ……..……..66

III.2.2.2.B.3- Calcul du ferraillage ……...68

III.2.2.2.B.4- Vérification au cisaillement :…….……...71

III.2.2.2.B.5- Vérifications préliminaires de la flèche ……71:

III.3-Les escaliers ……73

III.3.1. Introduction……73

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier……..……..73

III.3.3. Escalier à deux volées ……....74

III.3.3.1. Pré dimensionnement ……..……..…74

III.3.3.2- Evaluation des charges et surcharges……....75

III.3.3.2.A- Charges permanentes ……..……75

III.3.3.2.B- Charge d'exploitation ……..…76

III.3.3.3 Détermination des efforts ……..76

III.3.3.3.a- A l'E.L.U ……...77

III.3.3.3.b- A l'E.L.S……..78

III.3.3. 4- Calcul de ferraillage…….....78

III.3.4- Calcul des contraintes admissibles ……..……..…...80

III.3.5- Calcul de flèche ……..…..82

III.3.6.Calcul de la poutre palière…….…..…83

III.3.6.1.Pré dimensionnement……...83

III.3.6.2. Evaluation des charges……..…84

III.3.6.3. Calcul des efforts……..….84

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière ……86

III.5.6.4.A. Condition de non fragilité ……..…86

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant ……87

III.3.6.4.C. Armatures transversales……87

III.3.6.4.D. Vérification du R.P.A 99……..…..87

III.3.6.4.E- Vérification à l'E.L.S ……....88

III.3.6.4.F- Vérifications préliminaires de la flèche ……..…..89

III.4-Plancher à dalles pleines ……..…..…90

III.4. 1- Définition……..….....90

III.4.2- Méthode de calcul……..….90

III.4.3-Principe de calcul……....91

III.4.3.1- Calcul des moments (principe du travail virtuel)……..……..….91

a) Travail externe ……..…..…91

b) Travail interne ……...…91

III.4.3.2- Calcul du premier type triangulaire (type 1) ……..….92

1.a Travail externe ……...93:

1.b Travail interne…….……93

2.Calcul de ferraillage…….….....95

3.Vérification……..…96

3.a Vérification de l'espacement entre les aciers ……..….....96

3. b Vérification de l'effort tranchant ……...…96

3.c. Vérification des contraintes à l'état limite de service ……....97

3.d. Vérification de la flèche ……97

III.4.3.3- Calcul du deuxième type rectangulaire (type 2)……...98

1. a Travail externe……...99

1. b- Travail interne ……..99

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

2.Calcul du ferraillage ……101

III.4.3.4 Calcul du troisième type carré (type 3) ……104

1. a Travail externe ……104:

1.b Travail interne ……105:

2.Calcule du ferraillage ……106:

3.Vérification……106:

3.A l'ELU ……106

3.2 A l'ELS ……108

CHAPITRE IV :L'étude dynamique

IV.1- Introduction ……110

IV.2- Bloc A ……110

IV.2.1- Caractéristiques géométriques de la structure ……110

IV.2.1.a- Centre de masse ……110

IV.2.1.b- Centre de torsion ……112

IV.2.1.c- Excentricité ……115

IV. 2.2- Choix de la méthode de calcul ……117

IV. 2.2.a- Introduction ……117

IV.2.2.b- Méthode dynamique modale spectrale ……117

IV.2.2.c- Résultats de l'analyse dynamique……120

1.Vérification de comportement……121

2.Vérification de participation massique ……122:

3.Vérification des périodes ……123:

4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……124:

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

5.Vérification de la stabilité au renversement ……...126:

5.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……127:

5.2 Moment de renversement ……..…..130:

5.3 Moment stabilisant……131:

6. Vérification des déplacements ……..……..131:

7.Vérification vis à vis de l'effet P-* ……..……..133:

IV.3- Bloc B ……135:

IV.3.1- Caractéristiques géométriques de la structure ……...135:

IV.3.1.a- Centre de masse……135 :

IV.3.1.b- Centre de torsion ……..…..136:

IV.3.1.c- Excentricité……...…137 :

IV. 3.2 - Modélisation…… ….138:

IV.3.3- Résultats de l'analyse dynamique ……..…..141:

IV.3.3.a- Vérification de comportement ……..….141:

IV. 3.3.b- Vérification de participation massique……..…..142 :

IV. 3.3.c- Vérification des périodes ……143:

IV. 3.3.d- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….…...143 :

IV. 3.3.e- Vérification de la stabilité au renversement ……144:

IV. 3.3.f- Vérification des déplacements……148 :

IV. 3.3.g- Vérification vis à vis de l'effet P-*…….……...149 :

IV. 3.4- Justification de la largeur des joints sismiques……..……150 :

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

CHAPITRE V :Ferraillage des éléments résistants

V.1- Introduction ……...153:

V.2.Ferraillage des poutres……153 :

V.2.1.Introduction……..…153 :

V.2.2.Recommandations du RPA99 ……..…154:

V.2.2.1-Armatures transversales……....154 :

V.2.2.2-Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires ……..……154:

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service…….…...155 :

V.2.4- Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA…….….157

V.2.5-Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant……...…..158

V.2.6.Calcul des armatures transversales …….……..……..160:

V.2.7.Vérification de la flèche …….……..161:

1.Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires……..……..162 :

2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :…….……163

3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA ……164:

3.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant…….……...…166

4.Calcul des armatures transversales …….……..….167:

5.Vérification de la flèche …….……..169:

V.3- Calcul des poteaux …….…….....172:

V.3.1. Introduction…….…...…172:

V.3.2- Recommandation du règlement RPA99 version 2003……...…172:

V.3.3- Sollicitations extrêmes de ferraillage …….……...172:

V.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme…….…..173 :

V.3.5. Détermination des sections d'acier ……..174:

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service ……..….176

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant ……...…183:

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄ ……...…186:

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) ……..…..188:

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)…….……...189 :

V.4- Ferraillage des voiles……..….191 :

V.4.1- Introduction……..….191 :

V.4.2- Les voiles pleins……..…..191 :

V.4.3- Voiles avec files d'ouvertures ……..…191:

V.4.3.1- Les trumeaux……191 :

V.4.3.2- Les linteaux……..…….192 :

V.4.4- Méthode de calcul ……..…..…192:

V.4.4.1- Recommandations des règlements ……..…..…….192:

V.4.4.2 -Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93)……..…..194

V.4.5 Ferraillage des voiles pleins ……..……195

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux ……...198:

V.4.5.3. Armatures transversales ……..…198:

a.1- Détermination des armatures a l'ELU ……..200:

a.2- Vérification des armatures à l'ELS……...200 :

B.1- Las armateurs horizontaux ……...…201:

c. Les linteaux……..….201

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1- Introduction ……207:

VI.2- type de la fondation ……207:

VI.3- Connaissance du site et du sol ……208:

VI.4- Choix du type de fondation ……208:

VI.4.1 - Calcul des semelles filantes ……210:

VI.4.2- Semelles filantes:……210

VI.4.2.A-semelle filante sous voiles ……210:

1-Dimensionnement ……210:

2-Ferraillage……211 :

VI.4.2.B- Semelles filantes sous poteaux ……214:

1-Ferraillage transversale ……214:

2-Dimensionnement ……215:

3-Ferraillage……215 :

VI.5- La poutre de libage ……217:

VI.5.1- Détermination de la hauteur ……217:

VI.5.2- calcule le ferraillage ……218:

VI.5.3- Vérification des contraints à l'ELS ……219:

VI.5.4 Vérification de l'effort de tranchant ……220:

VI.5.5 Armatures transversales :RPA99Version2003►► Art [7.5.2.2] ◄◄ ……220:

VI.5.6 Vérification de la flèche :(CBA93) ……221:

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ ……222:

VI.6.1- Introduction ……222:

VI.6.2- Pré dimensionnement……222 :

VI.6.3- Ferraillage ……222:

VI.6.4- Armatures transversales……223 :

VI.7. Radier général……226

VI.7.1. Introduction……226 :

PDF Page Organizer - Foxit Software

SOMMAIRE

VI.7.2. Surface nécessaire ……226:

VI.7.3- Pré dimensionnement de radier ……226:

VI.7.4- caractéristiques géométriques du radier…… 230:

VI.7.6- Vérification des contraintes dans le sol ……..……...233:

VI.7.7- ferraillage du radier ……..…….233:

a.Ferraillage de la dalle du radier……..……..233:

b.Valeur de la pression sous radier…….…….234:

c.Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν=0)…….234:

d.Moment en travée et sur appuis à l'ELS (ν=0,2)……..236:

VI.7.8- ferraillage des nervures ……..238:

a.Calcul des efforts…….……238 :

b.Calcul des armatures……..……..…...238 :

c.Vérification des contraintes l'ELS…….……..239:

d.Vérification de la contrainte tangentielle du béton…….……..….239 :

Vérification de la contre flèche……..……..……239 :

e.Armatures transversales ……..…..240:

Conclusion générale……241

Références bibliographique…….242

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I -1 : dimensions du Bloc A……...03

Tableau I -2 : dimensions du Bloc B…..……..04

Tableau I -3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……15

Tableau II -1 : charge permanente du mur simple cloison……..…….24

Tableau II -2 : charge permanente du mur double cloison ……..……24

Tableau II -3 : Charge permanente du plancher terrasse (bloc A et B)……..……..…25

Tableau II -4 : Charge permanente du plancher courant (bloc A et B)……26

Tableau II -5 : Charge permanente terrasse Bloc –A-……27

Tableau II -6 : Charge permanente terrasse Bloc –B-……..…….28

Tableau II - 7 : Charge permanente de la dalle d'étage bloc A……28

Tableau II - 8 : Charge permanente de la dalle d'étage bloc B……29

Tableau II -9 : prédimensionnement des poutres……..31

Tableau II -10: prédimensionnement des poteaux……..…...33

Tableau II -11 : prédimensionnement des poteaux……..…..33

Tableau II -12 : détermination de la longueur de flambement……..35

Tableau II -13: calcule de $\bar{N}_u$ ……..…..36

Tableau II -14 : Tableau des charges permanentes ……38

Tableau II -15 : Tableau des charges d'exploitation……39

Tableau II -16 : Tableau de vérification……..….39

Tableau II -17 : vérifications de coffrage des poteaux……..…….40

Tableau II -18: prédimensionnement des poteaux……..…40

Tableau II -19: prédimensionnement des poteaux……..……....40

Tableau II -20 : détermination de la longueur de flambement……41

Tableau II -21: calcule de($N)\bar{}_u$ ……42

Tableau II -22 : Tableau des charges permanentes ……44

Tableau II -23: Tableau des charges d'exploitations……44

Tableau II -24: Tableau de vérification ……..….45

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II -25 : vérifications de coffrage des poteaux……..……...45

Tableau. III. 1 : Les charges……48

Tableau. III. -2 : Les efforts ……48

Tableau. III. 3 : Les données……49

Tableau III. 4 : les charges de la poutrelle avant collage……...57

Tableau III. 5 : Calcul des moments……57

Tableau III.6 : Détermination le nombre des étaiements……58

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……60

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)……....61

Tableau III.-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)……62

Tableau III. 10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 06 travées (ELU)……....63

Tableau III.11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 06travées (ELS)……...64

Tableau III. 12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)……..67

Tableau III. 13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS).....67

Tableau III. 14 : calcul des armatures……..69

Tableau III. 15 : ferraillages longitudinaux des poutrelles……..70

Tableau III. 16 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……70

Tableau III. 18 : vérifications de la flèche des poutrelles……72

Tableau III. 17 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……..71

Tableau III. 19 : Poids propre de la paillasse de l'escalier……...76

Tableau III. 20 : Combinaison des charges de l'escalier……..…76

Tableau III.21 : Dimension et Sollicitation et la Resistance caractéristique

De l'escalier……..79

Tableau III .22 : Combinaison des charges de l'escalier……81

Tableau III .23 : prédimensionnement de la poutre palière……..…84

Tableau III. 24 : Les efforts agissants sur une poutre palière……85

Tableau III .25 : les données……86

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 26 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière……86

Tableau III. 27 : Vérification à l'E.L.S……89

Tableau III .28 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière……89

Tableau III .29 : les données……...95

Tableau III .30 : Calcul de ferraillage de la dalle pleine……..……95

Tableau III .31 : l'action sur la dalle……98

Tableau III.32 : représente le Travail externe……..…99

Tableau III.33 : représente le Travail interne ……...100

Tableau III.34: calcul du ferraillage a l'ELU ……..….101

Tableau III.35: Vérification des contraintes à l'ELS……102

Tableau III.36 : Travail externe……104

Tableau III.37 : Travail interne ……105

Tableau III.38: Calcul du ferraillage a l'ELU ……..…106

Tableau III.39: Vérification des contraintes à l'ELS……..…..108

Tableau IV -1 : Calcule du centre de masse ……111

Tableau IV -2 : Calcul de l'excentricité théorique ……...114

Tableau IV -3 : Calcul du centre de torsion……...115

Tableau IV -4: Calcul de l'excentricité accidentelle……..116

Tableau IV -5 : Calcul de l'excentricité totale……..……116

Tableau IV -6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc A……119

Tableau IV -7 : Le comportement des trois premiers modes……..…122

Tableau IV -8: Coefficient de participation……122

Tableau IV -9 : vérification des périodes……..123

Tableau IV -10 : Calcul de la force sismique (M.S.E)……...…125

Tableau IV- 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…125

Tableau- IV 12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……...128

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV -13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……129

Tableau IV -14 : calcul du moment de renversement ……130

Tableau IV- 15 : calcul du moment stabilisant……..131

Tableau IV -16 : Vérification de stabilisation……131

Tableau IV -17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……132

Tableau IV -18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y……133

Tableau IV -19 : Vérification l'effet P-□ sens X……134

Tableau IV -20 : Vérification l'effet P-□ sens Y……134

Tableau IV -21 : Calcul du centre de masse……..136

Tableau IV -22 : Calcul du centre de torsion……136

Tableau IV -23 : Calcule d'excentricité théorique ……137

Tableau IV -24 : Calcule d'excentricité accidentelle……..137

Tableau IV -25 : Calcule d'excentricité totale……138

Tableau IV -26 : détermination du facteur de qualité Q du bloc B……139

Tableau IV -27 : Le comportement des trois premiers modes……...142

Tableau IV -28 : Coefficient de participation massique……142

Tableau IV- 29 : vérification des périodes……143

Tableau IV -30 : Calcul de la force sismique(M.S.E)……144

Tableau IV -31 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..144

Tableau IV -32 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……145

Tableau IV -33 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…146

Tableau IV -34 : calcul du moment de renversement……147

Tableau IV -35 : calcul du moment stabilisant……..147

Tableau IV -36 : Vérification de stabilisation……..…..148

Tableau IV -37 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……148

Tableau IV -38 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y……149

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV -39 : Vérification l'effet P-* sens X……..…149

Tableau IV -40 : Vérification l'effet P-* sens Y……..…150

Tableau IV -41 : largeur minimum du joint sismique……...151

Tableau V.1 : Les données de calcul……..153

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principale……...154

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire…….155

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale……...155

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……..156

Tableau V.6 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA……157

Tableau V.7 : vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA……157

Tableau V.8 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA……..…158

Tableau V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA……..158

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……...159

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…….160

Tableau V.12 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Dans les poutres principales……161

Tableau V.13: Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Dans les poutres secondaires…….161

Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres……..162

Tableau V.15 : Ferraillage longitudinal des poutres principale……..162

Tableau V.16 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire……163

Tableau V.17: Ferraillage longitudinal des poutres porteuse…….163

Tableau V.18 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale……..…163

Tableau V.19: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire…….164

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuse……164

Tableau V.21 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA……..164

Tableau V.22: vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA…….165

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.23: vérification de ferraillage des poutres porteuse selon CBA……..165

Tableau V.24 : vérification de ferraillage des poutres porteuse selon RPA…….165

Tableau V.25 : vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA……..165

Tableau V.26: vérification de ferraillage des poutres principal selon CBA……..166

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…….167

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……..167

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse……167

Tableau V.30: Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Dans les poutres principales……..168

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Dans les poutres secondaires……..…168

Tableau V.32 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Dans les poutres porteuse……...169

Tableau V.33 : Vérification de la flèche des poutres……..…..169

Tableau V.34 : Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées…….175

Tableau V.35 : Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaire…….176

Tableau V.36 : Valeurs des contraintes des poteaux carrée à l'ELS…….177

Tableau V.37 : Valeurs des contraintes des poteaux circulaire à l'ELS……178

Tableau V.38 : Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaire……179

Tableau V.39 : Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées……180

Tableau V.40: Valeurs des contraintes des poteaux circulaire à l'ELS…….181

Tableau V.41 : Valeurs des contraintes des poteaux carrée à l'ELS……...182

Tableau V.42 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……184

Tableau V.43 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement……185

Tableau V.44 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux…….187

Tableau V.45 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……..188

Tableau V.46: Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux…….188

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.47 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……..….189

Tableau V.48 : Les données de calcul……195

Tableau V.49 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..…196

Tableau V.50: Vérification des armatures àELS des voiles 1eins……..197

Tableau V.51 : Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins……..198

Tableau V.52 : Diamètre des armatures transversaux……..198

Tableau V.53: Calcul des armateurs verticaux des trumeaux……200

Tableau V.54 : Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux…….200

Tableau V.55 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……201

Tableau V.56 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux…….205

Tableau V.57 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..….205

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles…….211

Tableau.VI. 2 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU et l'ELS……..212

Tableau.VI. 3 : Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles……212

Tableau.VI. 1 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU……..….213

Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles sous poteaux……...215

Tableau VI. 6 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux……..215

TableauVI.7 : Vérification des longueurs de scellement…….216

Tableau VI. 8 : Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux…….216

Tableau VI.9 : Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux…….217

Tableau VI. 10 : Détermination des valeurs de q des semelles filantes souspoteaux……...218

Tableau VI. 11 : Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage……...219

Tableau VI .12 : Vérification des contraints à L'ELS……..219

Tableau VI. 13: Vérification des contraints à L'ELS……220

Tableau VI. 14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement…….……221

Tableau VI.15 :Vérification de la flèche pour la poutre de libage…….….221

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI. 16 : calcule le ferraillage…….223

TableauVI. 17 : vérification A ELS……...223

Tableau VI. 18: calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines….224

Tableau VI.19 : Calcul des moments à l'ELU……235

Tableau VI.20 :Calcul des moments à l'ELS…….236

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes des panneaux de radier……...237

Tableau VI.22 : Ferraillage des panneaux du radier a l'ELU…….237

Tableau VI.23 :Ferraillage des nervures a l'ELU……...238

Tableau VI.24 :Vérification des contraintes des nervures…….….239

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES FIGURES

Figure I -1 : Plan de masse ……..……..06

Figure I -2 : Plan du sous sol ……..……..07

Figure I -3 : Plan d'étage 01……..…….08

Figure I -4 : Plan d'étage courant……..…..….09

Figure I -5 : Coupe A-A ……..……10

Figure I- 6: Eprouvette (16×32)……...…14

Figure I-7: Diagramme contrainte déformation du béton [1]……...…16

Figure I- 8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier……..……..……17

Figure II -1: dimensionnement de plancher à corps creux……..…..….22

Figure II -2: Dimensions du corps creux……..22

Figure II -3 : composants d'un plancher terrasse.……..…..….25

Figure II -4 : composants d'un plancher courant…….……26

Figure II -5 : composants de la dalle d'étage……....…..29

Figure II -6 : Dimensionnement de la poutre…….…..…30

Figure II .7 : Schéma prédimensionnement des poutres en plan bloc –A-……..…..…...32

Figure II .8 : Schéma prédimentionnement des poutres en plan bloc –B-…….……32

Figure II -9 : Section réduite du poteau……...34

Figure II -10: représentation du poteau le plus sollicité……..…..36

Figure II -11: Représentation du poteau carré le plus sollicité en plan 3D ……..…37

Figure II -12 : Section réduite du poteau……..…41

Figure. II -13: représentation du poteau le plus sollicité…….……..42

Figure. II -14: Représentation du poteau circulaire le plus sollicité en plan 3D…….……..43

Figure II - 15 : Coupe de voile en plan Voile en 3D ……....46

Figure. III.1 : L'acrotère……...48

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES FIGURES

Figure. III.2 : Section de B.A à l'ELU ……49

Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère……..…54

Figure III.4 : disposition constructive des armatures de la table de compression……55

Figure III.5 : Poutrelle métallique ligie (PML)……56

Figure III.6 : Schématisation de la poutrelle avant coulage……...57

Figure III.7: Choix de disposition des étaiements……..59

Figure III. 8 : Différents efforts dans la poutrelle à 04 travées (ELU)……..62

Figure III.-9 : Différents efforts dans la poutrelle à 04 travées (ELS)……...63

Figure III. 10: Différents efforts dans la poutrelle à 06 travées(ELU)……..…64

Figure III. 11 : Différents efforts dans la poutrelle à 06 travées(ELS)…….65

Figure III. 12 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELU)…….67

Figure III. 13 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELS)……..…68

Figure III. 14 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)……...68

Figure III. 15 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…….72

Figure III. 16: Représentation d'un escalier……73

Figure III. 17 : Pré dimensionnement de l'escalier…….74

Figure III. 18 : Schéma représente les dimensions de l'escalier…….75

Figure III.19: Diagramme de moment a l'état limite service…….77

Figure III .20 : Dimensionnement de la poutre palière……...83

Figure III .21: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)……..….85

Figure III. 22: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)……86

Figure III .23 : ferraillage de la poutre palière……...90

Figure III .24 : représente dalle plein triangulaire sur 3appuis……..92

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES FIGURES

Figure III-25: Les lignes de rupture……..98

Figure III-26: Les lignes de rupture……104

Figure IV -1 : disposition des voiles du bloc A……..111

Figure IV -2 : Inerties des voiles et des poteaux……114

Figure IV -3 : Spectre de réponse……120

Figure IV -4 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A……121

Figure IV -5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……126

Figure IV -6 : Distribution des forces sismiques……127

Figure- IV 7 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X……..129

Figure IV- 8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..130

Figure IV- 9 : disposition des voiles du bloc B……135

Figure IV- 10 : Spectre de réponse……140

Figure IV -11: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B……..141

Figure IV -12 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X……..145

Figure IV -13 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant Y……146

Figure IV -14 : largeur minimum du joint sismique……..151

Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres……..156

Figure V.2 : COUPES POUTRES PRINCIPALES bloc A……170

Figure V.3 : COUPES POUTRES SECONDAIRES bloc A……...170

Figure V.4 : COUPES POUTRES PRINCIPALES bloc B……171

Figure V.5 : COUPES POUTRES SECONDAIRES bloc B……..171

Figure V.6 : COUPES POUTRES PORTEUSE bloc B……171

Figure V.7: Disposition des armatures dans les poteaux……...189

Figure V.8: LES POTEAU BLOC A…… ..190

PDF Page Organizer - Foxit Software

LISTE DES FIGURES

Figure V.9 : LES POTEAU BLOC B……..190

Figure V.10: Disposition des armatures verticales dans les voiles……...195

Figure V.11 : Les armatures transversales et les épingles des voiles…….199

Figure V.12 :La zone de recouvrement des voiles……....199

Figure V.13 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……..203

Figure V.14 : Armatures du linteau selon le RPA 99……204

Figure VI -1 : disposition des semelles bloc A……..209

Figure VI -2 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux……210

Figure VI. 3 : Schéma d'une semelle filante sous voile……213.

Figure VI. 4 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux……..…214

Figure VI.5 : Ferraillage de la longrine……..224

Figure VI -6 : disposition des semelles bloc B……225

Figure VI-7 :Schéma statique du bâtiment…….231

PDF Page Organizer - Foxit Software

NOTATIONS

❖ *Majuscules romaines :*

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : 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.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal 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.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e **:** Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

PDF Page Organizer - Foxit Software

NOTATIONS

❖ *Majuscules grecques :*

Σ : sommation.

W : poids.

❖ *Minuscules grecques :*

α: Angle.

ε: Déformation relative.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

❖ *Autres notations :*

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée

PDF Page Organizer - Foxit Software

Introduction generale

PDF Page Organizer - Foxit Software

INTRODUCTION GENERAL

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur une clinique anticancéreux en 2SS+R+5 implanté en zone de sismicité forte (zone III), le bâtiment a une ossature contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- **La première étape** portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **La deuxième étape** sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- **La troisième étape** sera le calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, poutrelles, la table de compression et dalle machine).
- **La quatrième étape** consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques.
- **La Cinquième étape** sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (Poutres ; longrines ; poteaux ; voiles).
- **La sixième étape** sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferraillages).

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.1. Introduction :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer des éléments résistants d'un ouvrage (RDC+5+2 Sous-sol) en béton armé contreventé par des voiles, à usage administratif. (Voir plans ci-après).

Situation : l'ouvrage étudié sera implanté à Alger, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de haute sismicité (zone III). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudie est constitué de deux blocs comportant « 5 » niveaux sur un rez-de-chaussée et deux sous-sols :

- Bloc A ayant un aspect rectangulaire
- Bloc B est globalement de forme trapézoïdale.

I.3. Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.3-a. Dimensions :

I.3-a-1. Bloc A :

Tableau I -1 : dimensions du Bloc A

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur L0 = 21.35m **Largeur L1=16.00m**	**Hauteur totale du bâtiment: H=32.3 m** **Hauteur de l'étage courant: h =4.25m** **Hauteur de l'sous-sol:…..… h_s=3.40 m**

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.3-a-2. Bloc B :

Tableau I -2 : dimensions du Bloc B

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur L0 = 19.53 m **Largeur L1=19.53m**	**Hauteur totale du bâtiment: H=32.3 m** **Hauteur de l'étage courant: h =4.25m** **Hauteur de l'sous-sol:…..… hs=3.40 m**

I.3-b. Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré 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 à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à 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.3-c. Planchers :

Nous avons adopté (02) 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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.3-d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses

- Murs extérieurs (double cloison)

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

- Murs intérieurs (simple cloison)

I.3-e. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, 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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

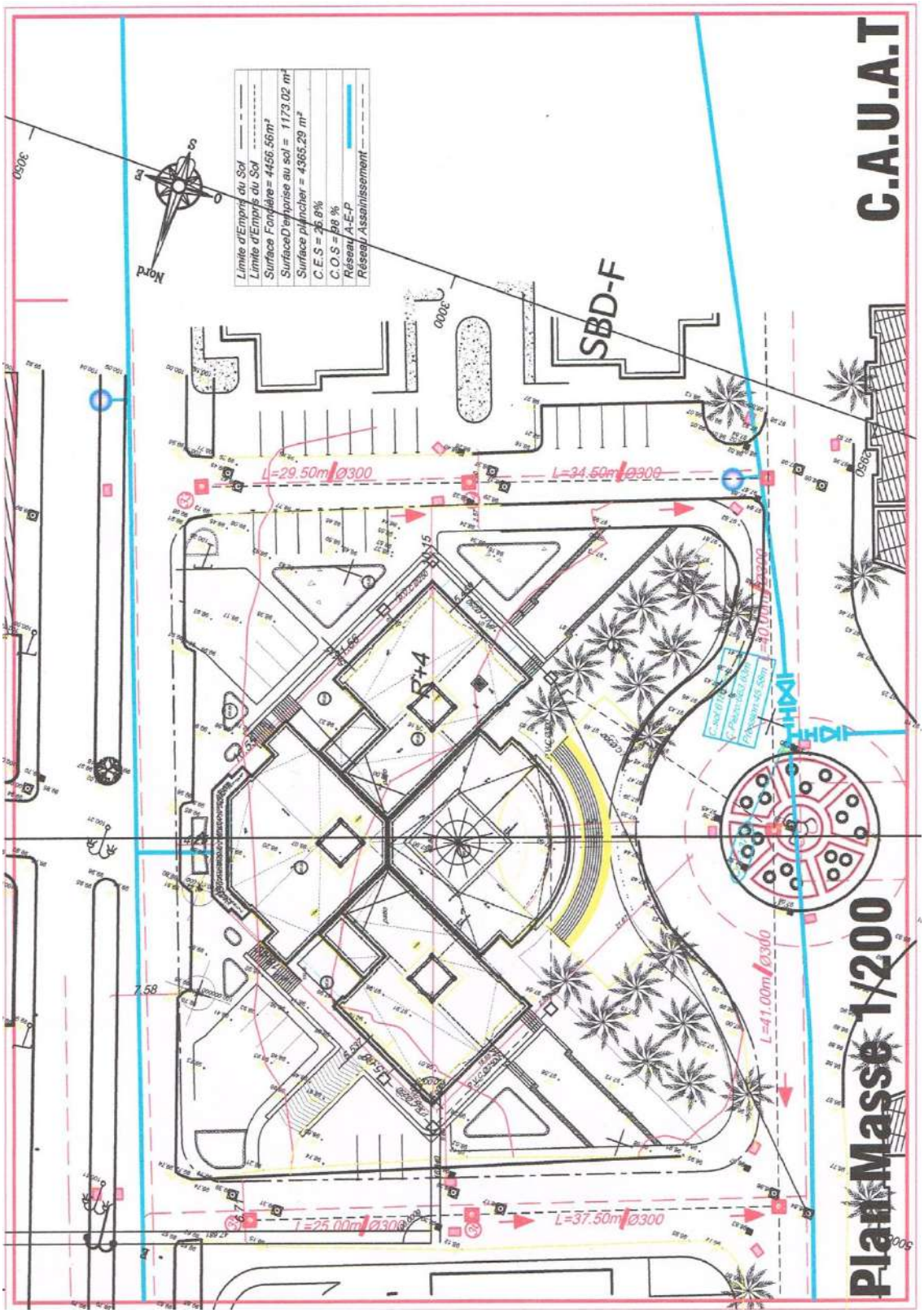


Figure I -1 : Plan de masse

PDF Page Organizer - Foxit Software

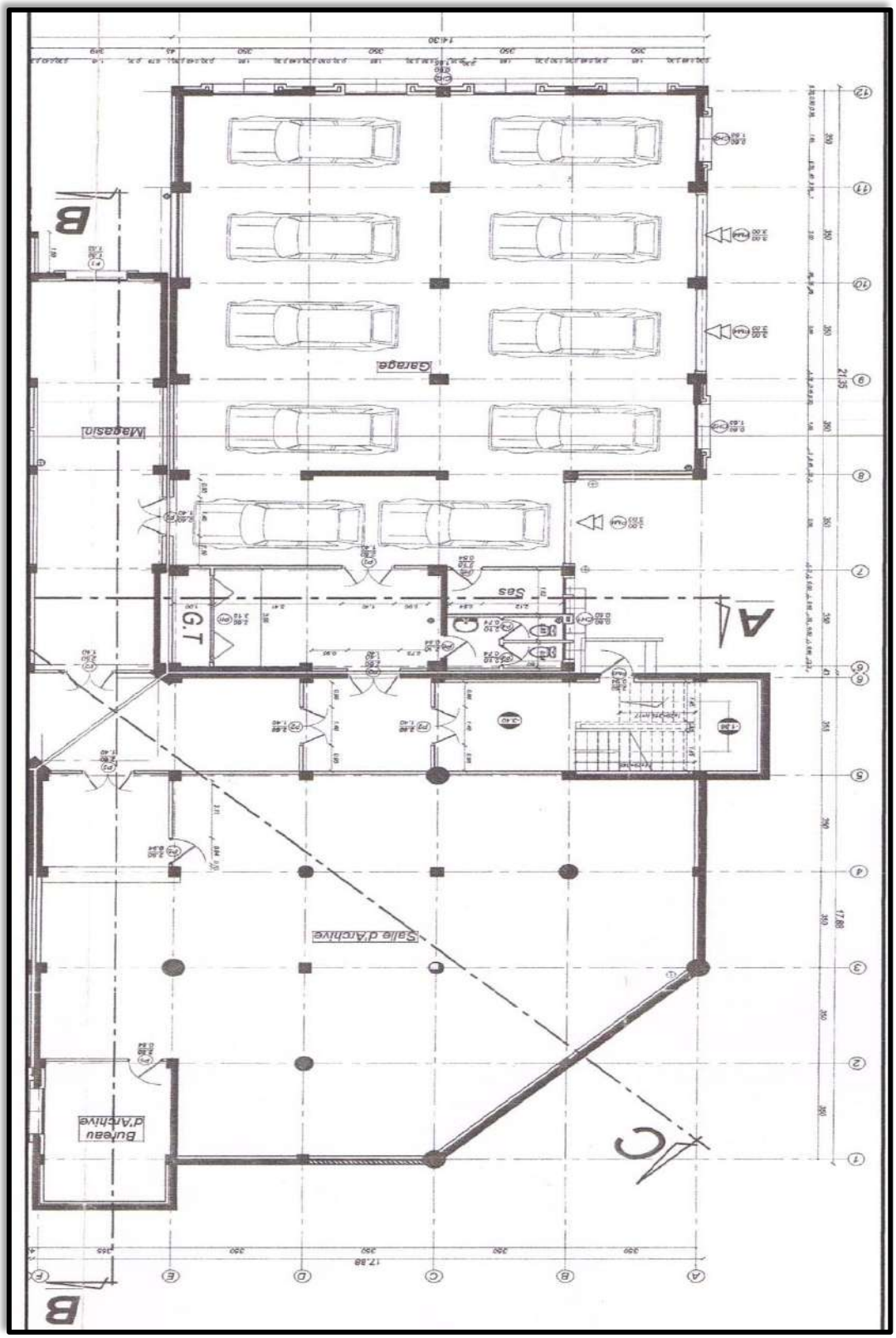


Figure I -2 : Plan du sous sol

PDF Page Organizer - Foxit Software

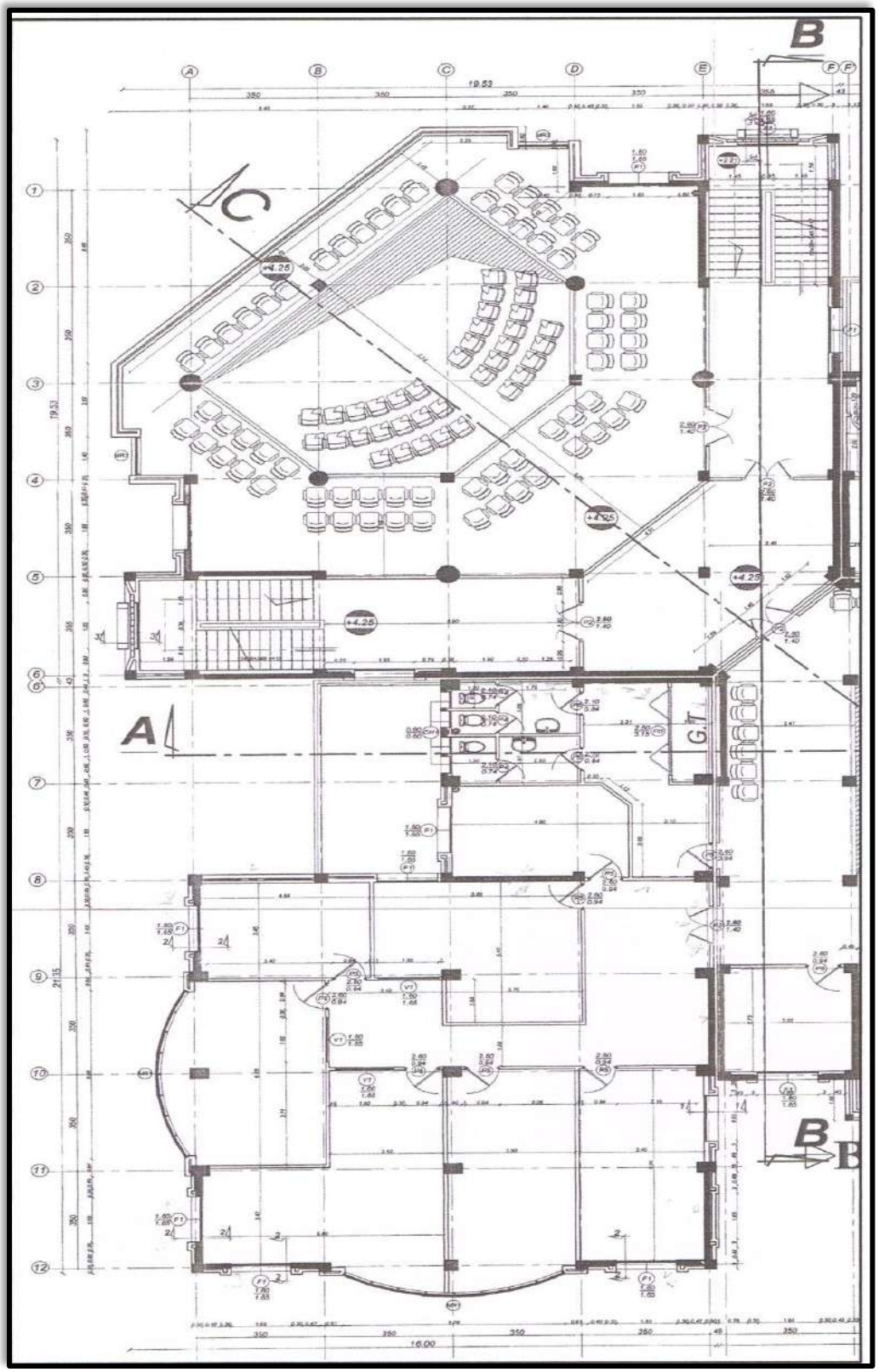


Figure I -3 : Plan d'étage 01

PDF Page Organizer - Foxit Software

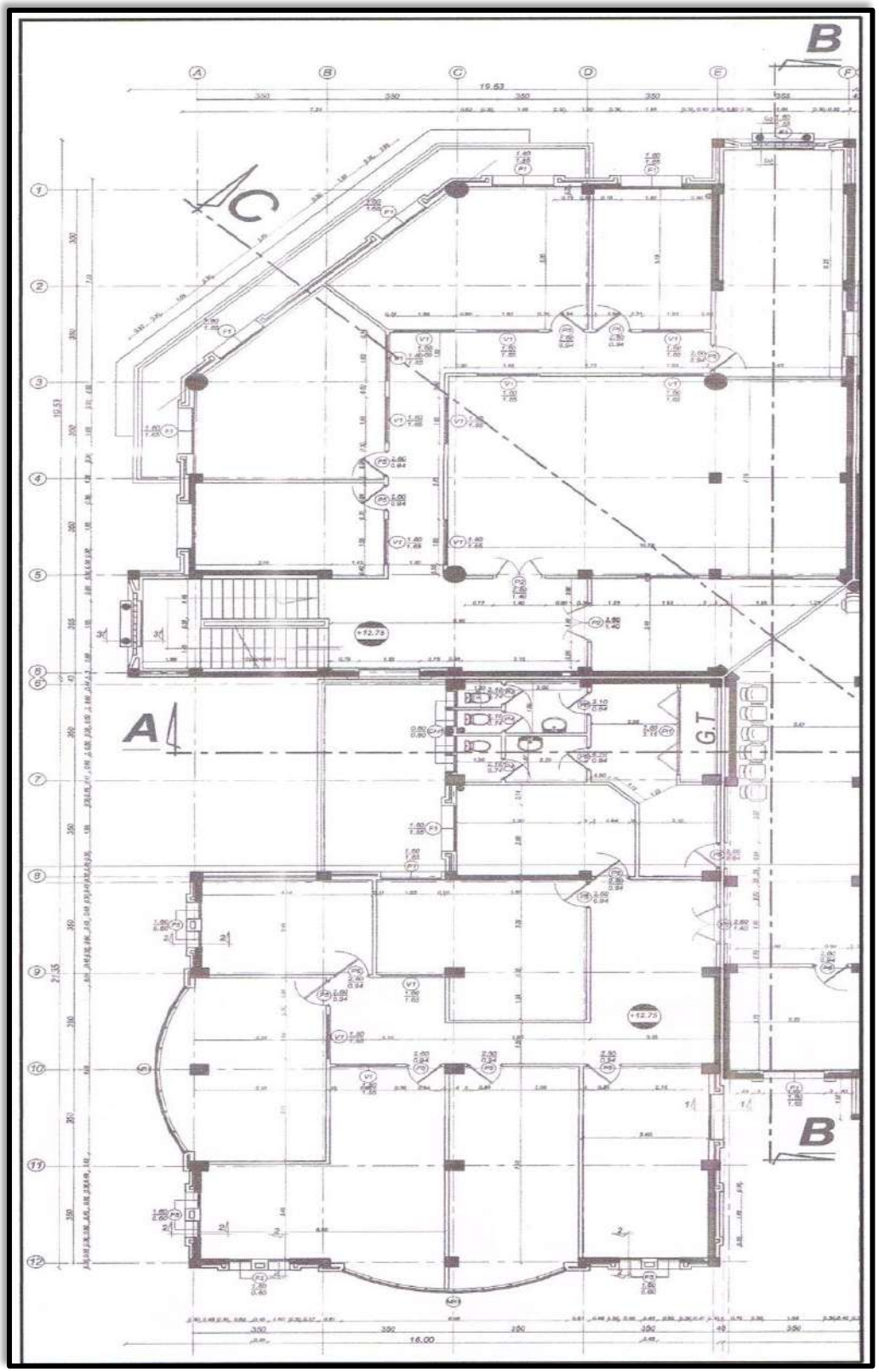


Figure I -4 : Plan d'étage courant

PDF Page Organizer - Foxit Software

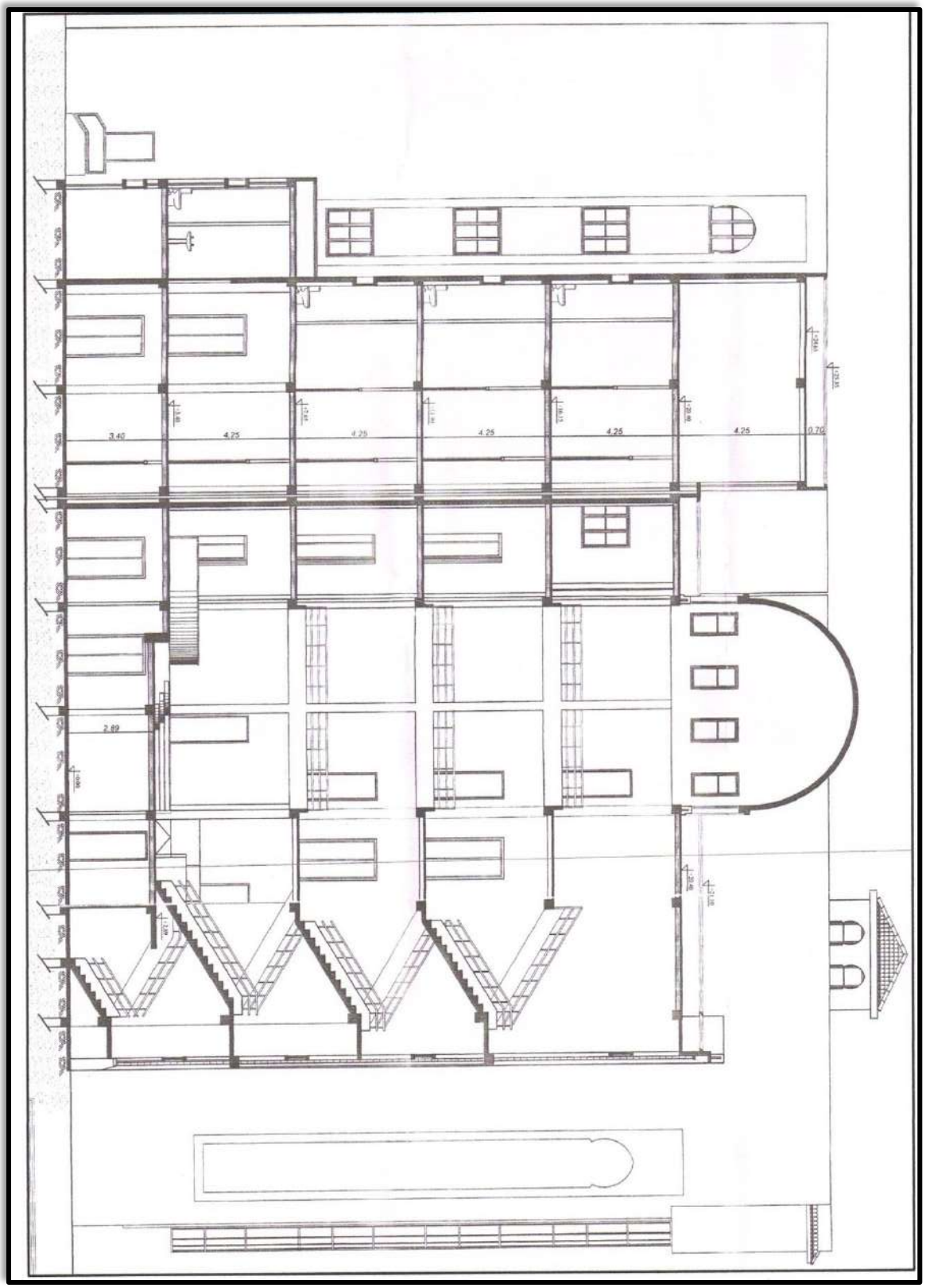


Figure I -5 : Coupe A-A

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.3-f- Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par des escaliers à deux volées.

I.4- 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.4-1- Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.4-1.a- caractéristique du Béton :

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

I.4-1.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 à construire ,il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera : CEM II- CPJ 42.5

I.4.1.c- Granulats :

le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur à **25mm (**8/**15** et **15/25**)

I.4-1.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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.4-1.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 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.4-2- Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant du béton., ainsi les aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels tel que 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 à l'autre.

I.4-2.a- Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.4-2.b- Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa \qquad [3]$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40 \ Mpa$$

I.4-2.c- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \ et \ f_{tJ} \qquad \text{en MPa}$$

I.4-2.d- Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_{l'} / \ l'}{\Delta_l / \ l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Déformation transversal (gonflement) "$\Delta_{l'}$" déformation total longitudinale "Δ_l"),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

PDF Page Organizer - Foxit Software

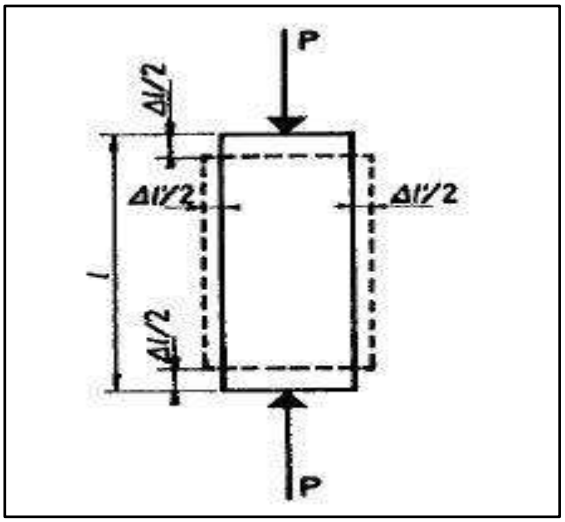


Figure I- 6: Eprouvette (16×32)

I.4-2.e- Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad [1]$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa .

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa \qquad [1]$$

I.4-3- Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à 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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

I.4-3 .A - Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I -3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Haut Adérance	Armatures transversales	FeE 400	$\phi 8$	**400**
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 8$	**400**
Treillis soudé	**Table de compression**	**TLE 520**	$0 \leq \phi \leq 6$	**520**

I.4-3. B- Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

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 :

$$[E_s = 2.10^5 MPa]. \qquad \text{Art.2.2.1 [1]}$$

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.5- Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique
  - La résistance de l'un des matériaux
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S)est définie compte-tenu:

PDF Page Organizer - Foxit Software

- Conditions d'exploitation
- La durabilité

I.5-1- E.L.U de résistance :

I.5-1.1- Contrainte du béton en compression :

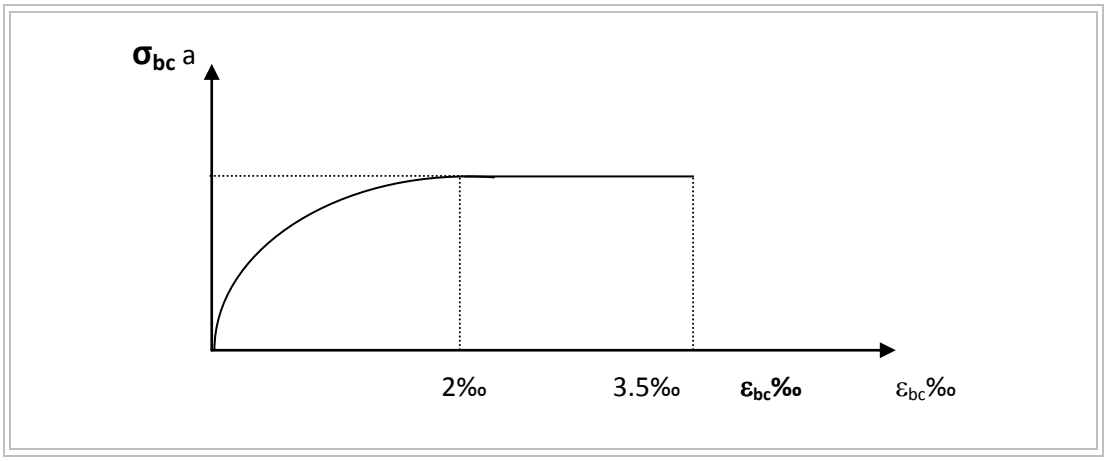


Figure I-7: Diagramme contrainte déformation du béton [1]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} Est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b} \qquad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures.

PDF Page Organizer - Foxit Software

θ =0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures .

θ =0.85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.5-1.2- Contrainte ultime de cisaillement : [1]

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$

I.5-1.3- Contrainte limite de l'acier :

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est:

!

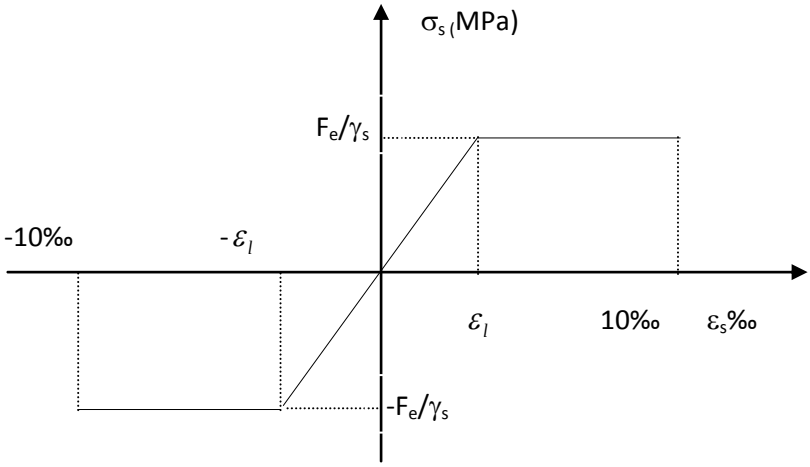


Figure I- 8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

PDF Page Organizer - Foxit Software

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

I.5-2- A l'E.L.S :

I.5-2.1- E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1] A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.5-2.2- E.L.S de contrainte limite de l'acier: [1]

I.5-3- Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.6- Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accidentel le \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

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

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$FeE400,\ fe = 400MPa$: Pour les armatures transversales

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

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments de la structure

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.1- Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II .2- Pré dimensionnement 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 notre bâtiment, il ya deux types de planchers sont utilisés :

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

II .2.1- Plancher à corps creux : [1]

Les planchers à corps creux (dans les deux blocs A et B) sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- ➢ $L/20 \geq ht \geq L/25$ et
- ➢ $ht \geq L/22.5$

Avec :

- ♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ♦ Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.20 m.
  - ➢ $320/20 \geq ht \geq 320/25 \Rightarrow 16\ cm \geq ht \geq 12.8\ cm.$
  - ➢ et $ht \geq 320/22.5 \Rightarrow ht \geq 14.22\ cm.$

PDF Page Organizer - Foxit Software

- On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

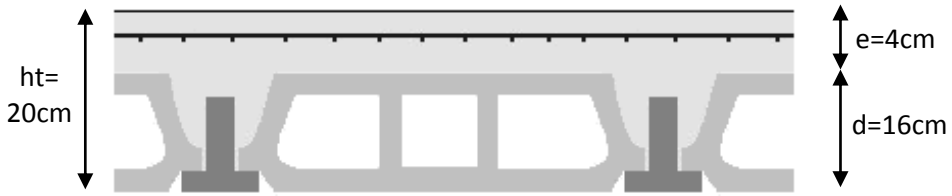


Figure II -1: dimensionnement de plancher à corps

II .2-1.1-Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm
- D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

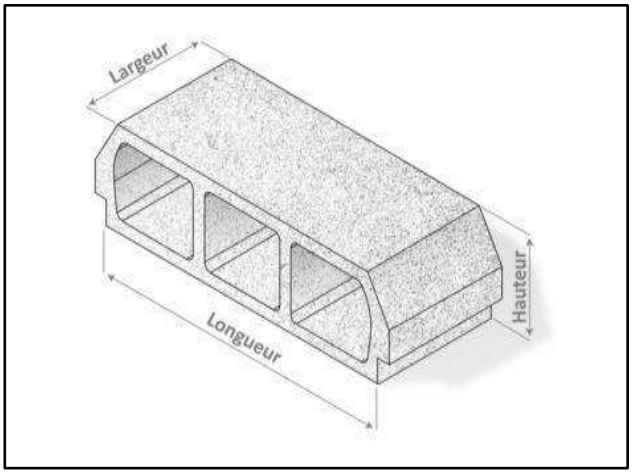


Figure II -2: Dimensions du corps creux

PDF Page Organizer - Foxit Software

II .2.2- Les dalles pleines :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines les deux bloc A et B dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance : [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx/45) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$
- 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 heure.

iii) condition d'isolation acoustique : [1]

- Critère de résistance $350/50 \leq ep \leq 350/40 \Rightarrow 7 \leq ep \leq 8.75$
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

II .2.2.1- Conclusion :

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

Pour le bloc B la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 20cm}$

II .2.2.2- Condition de la flèche : [1]

Si $L \leq 5m$ $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

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

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1- Maçonnerie :

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

Tableau II -1 : charge permanente du mur simple cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
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 II -2 : charge permanente du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
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**



PDF Page Organizer - Foxit Software

II.3.2- Plancher terrasse :

II.3.2.a- Charges permanentes :

Pour les deux blocs A et le bloc B :

Tableau II -3 : Charge permanente du plancher terrasse (bloc A et B)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	**1.00**
2	Étanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier kraft	-	**0.05**
4	Forme de pente	0,1	**2.2**
5	Plaque de liège	0.03	**0.00**
6	Pare vapeur	0.01	**0.06**
7	Film polyane	-	**0.01**
8	Planche corps creux	0.16+0.04	**2.85**
9	Enduit de plâtre	0.02	**0.2**
		G	**6.24**

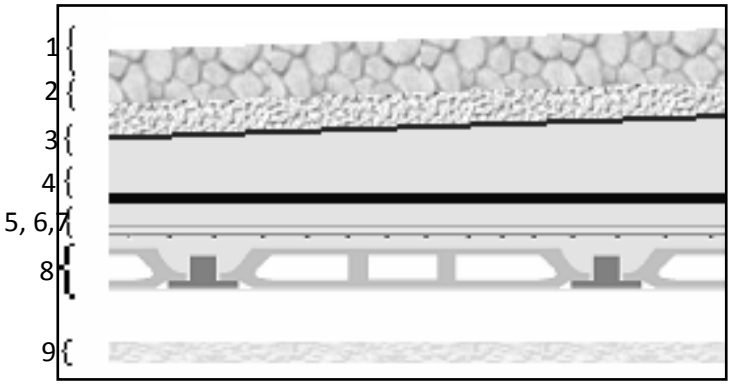


Figure II -3 : composants d'un plancher terrasse

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.3.2.b- Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.a- Charges permanentes :

Pour les deux blocs A et le bloc B

Tableau II -4 : Charge permanente du plancher courant (bloc A et B)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	**0.44**
2	Mortier de pose	0.02	**0.4**
3	Lit de sable	0.03	**0.54**
4	Planche corps creux	0.16+0.04	**2.85**
5	Enduit de plâtre	0.02	**0.2**
6	mur simple cloison	0.1	**1.62**
		G	**6.00**

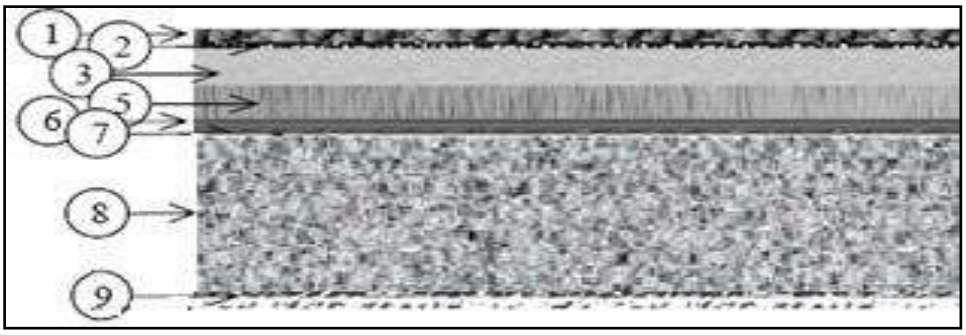


Figure II -4 : composants d'un plancher courant

PDF Page Organizer - Foxit Software

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

❖ **Pour le bloc A :**

Q_4=2.5KN/m^2 (bureaux)

❖ **Pour le bloc B :**

Q_1 = 4KN /m^2 (Salle d'archive et Amphis)

Q_2=2.5KN/m^2 (bureaux)

Q_3=1.5KN/m^2 (habitation)

II.3.4- Dalle pleine :

II .3.4.a- Terrasse :

➢ **Bloc A : G=8.77 KN/m^2**

Tableau II -5 : Charge permanente terrasse Bloc –A-

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	**1.00**
2	Etanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier Kraft	-	**0.05**
4	Forme de pente	0.15	**3.30**
5	Film polyane	-	**0.01**
6	Liège (isolant thermique)	0.04	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	**0.02**
8	Dalle pleine	0.15	**3.75**
9	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		G	**8.77**

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Bloc B : G=10.02 KN/m^2**

Tableau II -6 : Charge permanente terrasse Bloc –B-

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	**1.00**
2	Etanchéité multicouche	0.02	**0.12**
3	Papier Kraft	-	**0.05**
4	Forme de pente	0.15	**3.30**
5	Film polyane	-	**0.01**
6	Liège (isolant thermique)	0.04	**0.16**
7	Pare vapeur	0.01	**0.02**
8	Dalle pleine	0.20	**5.00**
9	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		G	**10.02**

II.3.4.b- Etage :

Tableau II - 7 : Charge permanente de la dalle d'étage bloc A

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	**0.44**
2	Mortier de pose	0.02	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	**0.54**
4	Etanchéité	0.02	**0.12**
5	Dalle pleine	0.15	**3.75**
6	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		G	**5.61**

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau II - 8 : Charge permanente de la dalle d'étage bloc B

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	**0.44**
2	Mortier de pose	0.04	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	**0.54**
4	Etanchéité	0.02	**0.12**
5	Dalle pleine	0.20	**5.00**
6	Enduit de ciment	0.02	**0.36**
		G	**6.86**

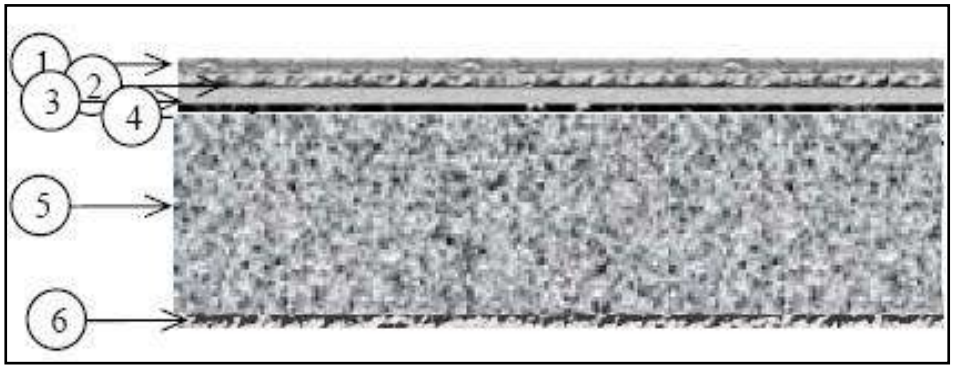


Figure II -5 : composants de la dalle d'étage

PDF Page Organizer - Foxit Software

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).

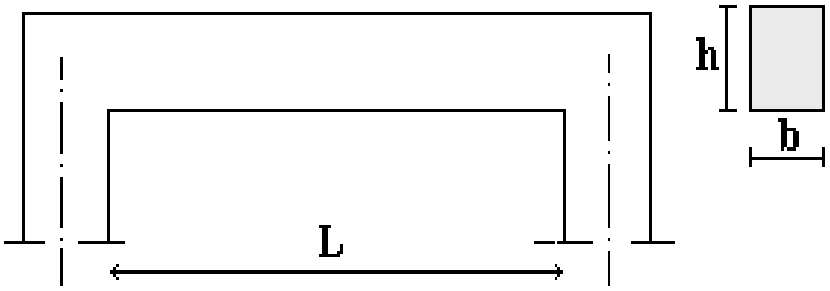


Figure II -6 : Dimensionnement de la poutre

- 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: [1]

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: [2]

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau II -9 : prédimensionnement des poutres

		poutres principales	**poutres secondaires**	**Poutre Porteuse**	**Poutre chainage**
Conditions de résistance	Bloc A	L_{max}= 7 m 46.66cm ≤ h ≤70cm on adopte h = **60** cm ⇒ 18 ≤ b ≤42 on adopte b = **40** cm	L_{max} = 3.5 m 23.33 cm ≤ h ≤35cm on adopte h = **35** cm ⇒ 10.5 ≤ b ≤ 24.5 on adopte b = **30** cm		
	Bloc B	L_{max} = 3.5 m 23.33 cm≤ h ≤35cm on adopte h = **40** cm ⇒ 10.5 ≤ b ≤ 24.5 on adopte b = **30** cm Lorsque l'élément porteuse	L_{max} = 3.5 m 23.33cm ≤ h ≤35cm on adopte h = **35** cm ⇒ 10.5 ≤ b ≤ 24.5 on adopte b = **30** cm	L_{max}= 9.90 m 66cm ≤ h≤ 99cm on adopte h = **80** cm ⇒ 24 ≤ b ≤ 56 on adopte b = **50** cm	**L_{max} = 3.5 m** **23.33cm ≤ h ≤35cm** **on adopte** **h = 35 cm** **⇒ 10.5 ≤ b ≤ 24.5** **on adopte** **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	Bloc A	h=60cm≥30cm ; b=40cm≥20cm h/b=1.5	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4		
	Bloc B	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.16≤ 4	h=80cm≥30cm ; b=40cm≥20cm h/b=2≤ 4	**h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm**
Conclusion	Bloc A	h = **60** cm b = **40** cm	h = **35** cm b = **30** cm		
	Bloc B	**h = 40m** **b = 30 cm**	**h = 35 cm** **b = 30 cm**	**h = 80 cm** **b = 50 cm**	**h = 35 cm** **b = 30 cm**

PDF Page Organizer - Foxit Software

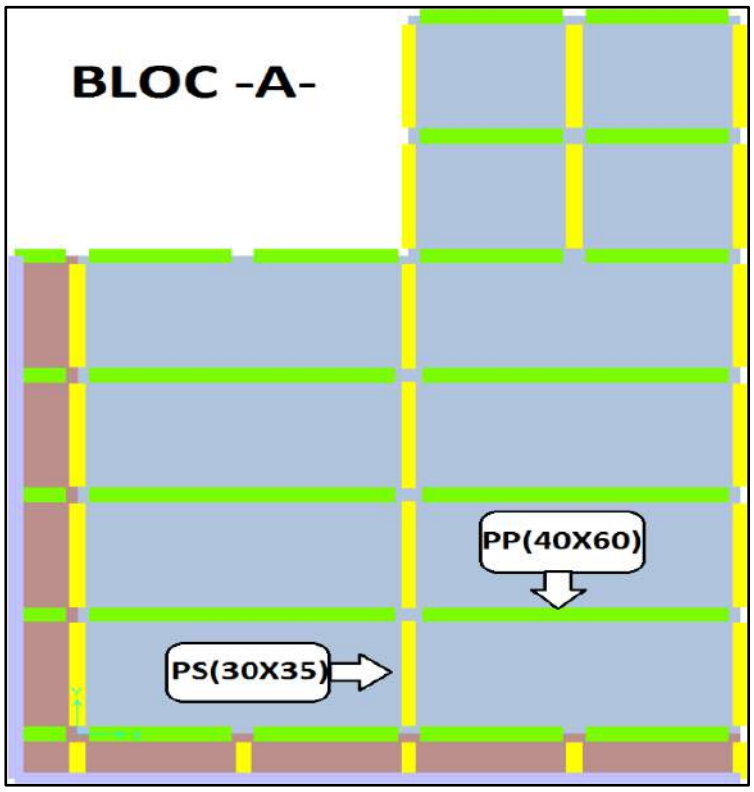


Figure II .7 : Schéma prédimensionnement des poutres en plan bloc –A-

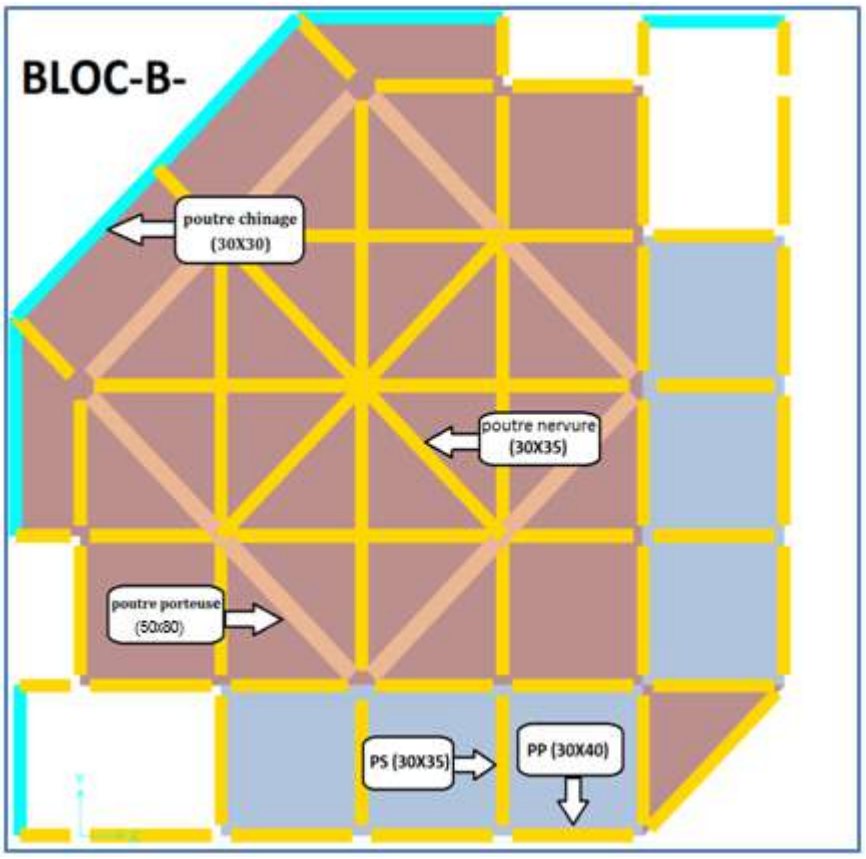


Figure II .8 : Schéma prédimentionnement des poutres en plan bloc –B-

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.5- Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner 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 :

Il Ya 'deux poteau :

- Poteau forme rectangulaire.
- Poteau forme carrée.

Le poteau le plus sollicité est (C-10) Forme rectangulaire

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

✓ MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm
✓

Tableau II -10: pré dimensionnement des poteaux rectangulaire

Niveau d'étage		**5 ème**	**4eme**	**3eme**	**2eme**	**1er**	**RDC**	**S-sol 2**	**S-Sol 1**
Dimension du poteau	b_1 (cm)	60	60	60	60	60	60	60	**60**
	h_1 (cm)	**40**	**40**	**40**	**40**	**40**	**40**	**40**	**40**

Tableau II -11 : pré dimensionnement des poteaux carrée

Niveau d'étage		5 eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	S-sol 2	S-Sol **1**
Dimension du poteau	b_1 (cm)	50	50	50	50	50	50	50	50
	h_1 (cm)	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**

PDF Page Organizer - Foxit Software

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 :

$L_0 = 4.25$ 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 :

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:

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

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

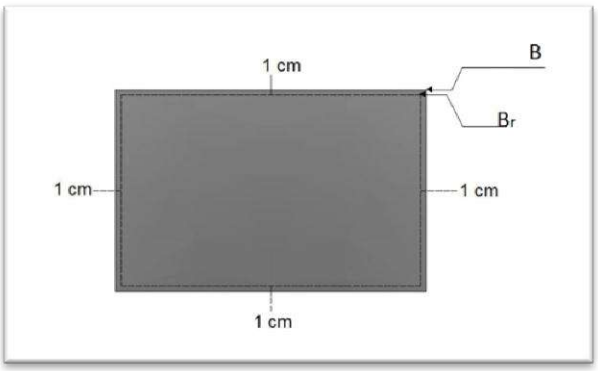


Figure II -9 : Section réduite du poteau

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau II -12 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	L_f	$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$	λ
Sous la terrasse	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**17.18**
Sous le 4eme étage	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**17.18**
Sous le 3eme étage	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**17.18**
Sous le 2eme étage	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**17.18**
Sous le 1er étage	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**17.18**
Sous le RDC	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**17.18**
Sous s-sol 2	0.60x0.40	$0.7L_0$	0.17	**13.74**
Sous S-Sol 1	**0.60x0.40**	**$0.7L_0$**	**0.17**	**13.74**

II.5. A.4-Calcul de l'effort *Nu* : [1]

L'effort normal admissible est :

✓ $$\mathbf{N_{ultime}} \leq \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\,\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\boldsymbol{\alpha}$$

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

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

$\boldsymbol{\alpha}$: Coefficient fonction de l'élancement mécanique $\boldsymbol{\lambda}$ qui prend les valeurs sui

Vante :

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

PDF Page Organizer - Foxit Software

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

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	Λ	α	As (mm²)	$\bar{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	60x40	220400	17.18	0.81	240	**3377.53**
le 4eme étage	60x40	220400	17.18	0.81	240	**3377.53**
le 3eme étage	60x40	220400	17.18	0.81	240	**3377.53**
le 2eme étage	60x40	220400	17.18	0.81	240	**3377.53**
le 1er étage	60x40	220400	17.18	0.81	240	**3377.53**
le RDC	60x40	220400	17.18	0.81	240	**3377.53**
le 2eme S-Sol	60x40	220400	13.74	0.82	240	**3434.35**
le 1ere S-Sol	**60x40**	**220400**	**13.74**	**0.82**	**240**	**3434.35**

II.5. A.5-Détermination des charges et surcharges :

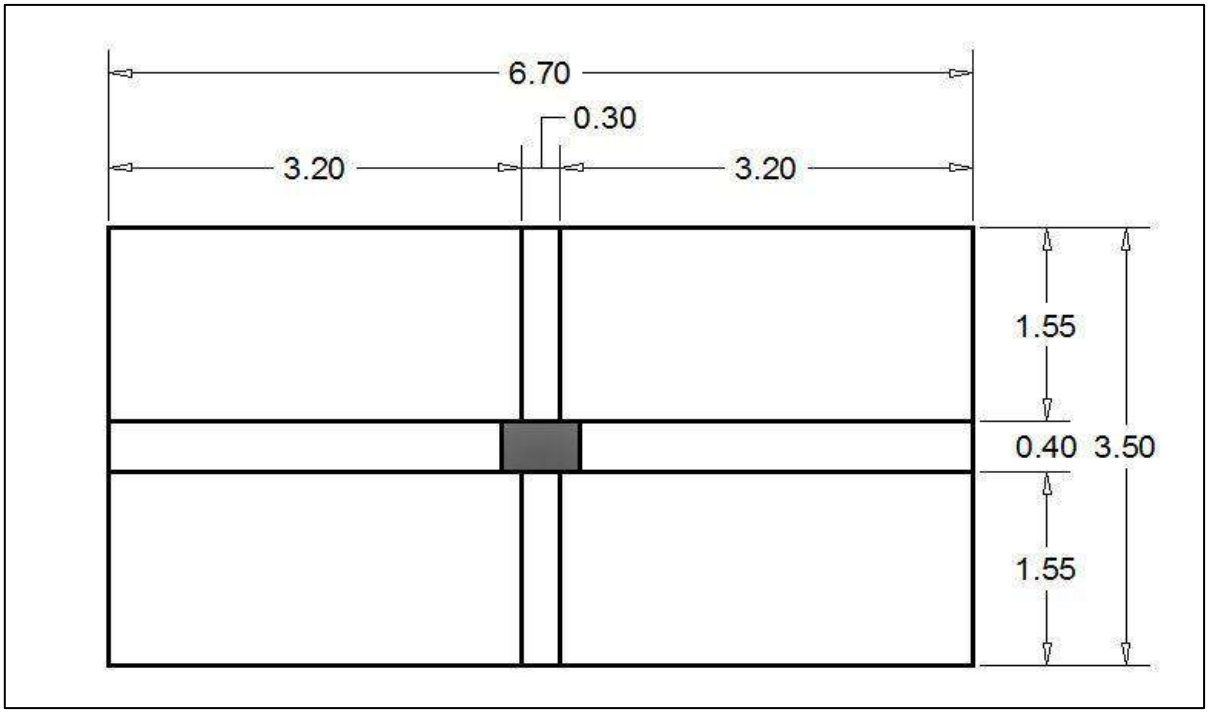


Figure II -10: représentation du poteau le plus sollicité

PDF Page Organizer - Foxit Software

- Surface du plancher revenant au poteau:

S_p= (6.70-0.3)x(3.5-0.40) $\Rightarrow$ **S_p=19.84m^2**

- Surface totale:

- S_t=6.7 x3.50 $\Rightarrow$ **St=23.45m^2**

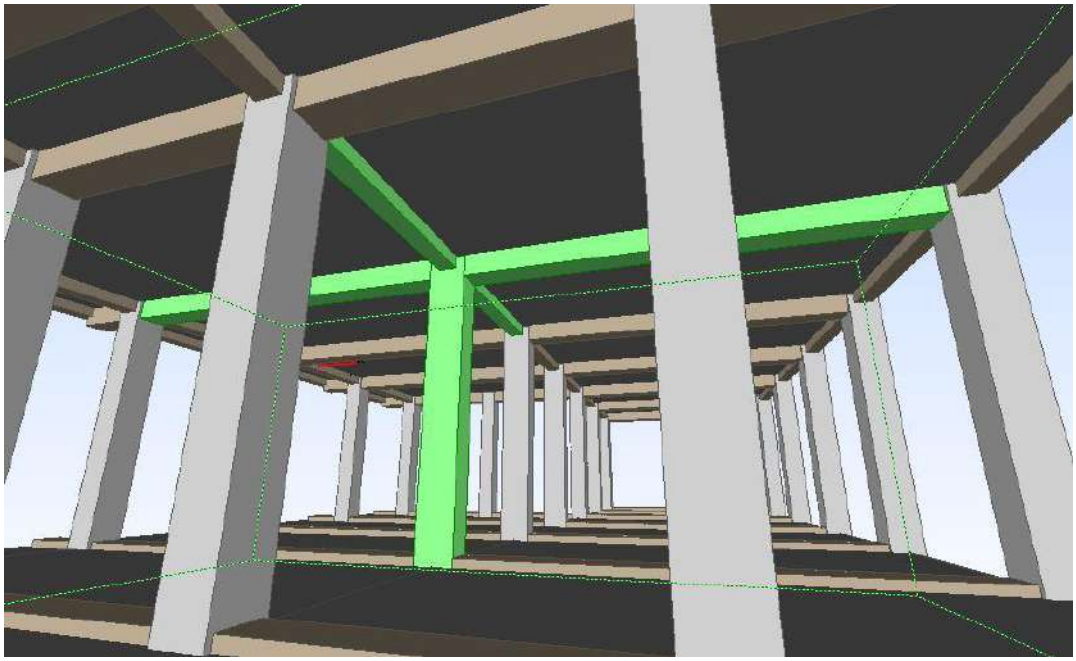


Figure II -11: Représentation du poteau rectangulaire le plus sollicité en plan

II.5.A.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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau II -14 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$(KN)	G_{poteau}(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5eme	131.79	20.50	38.40	8.14	203.83	**203.83**
4eme	126.72	20.50	38.40	8.14	198.76	**402.58**
3eme	126.72	20.50	38.40	8.14	198.76	**601.34**
2eme	126.72	20.50	38.40	8.14	198.76	**800.10**
1eme	126.72	20.50	38.40	8.14	198.76	**998.86**
RDC	126.72	25.50	38.40	8.14	198.76	**1197.61**
S-sol 2	126.72	20.40	38.40	8.14	193.66	**1391.27**
S-sol 1	**126.72**	**20.40**	**38.40**	**8.14**	**193.66**	**1584.93**

II.5.A.6.a-Charges d'exploitation : [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.

➢ $$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$$

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

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau II -15 : Tableau des charges d'exploitation

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	Q0 =	24.50		**24.50**
4eme étage	Q1=	61.25	1	**85.75**
3eme étage	Q2=	61.25	0.95	**140.88**
2eme étage	Q3=	61.25	0.85	**180.69**
1er étage	Q4=	61.25	0.80	**220.50**
RDC	Q5=	61.25	0.75	**254.19**
Sous-sol 2	Q6=	61.25	0.70	**281.75**
Sous-sol 1	**Q7=**	**61.25**	**0.65**	**303.19**

- **Effort normal de résistance :** $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ [1]

Tableau II -16 : Tableau de vérification

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5eme étage	203.83	311.92	343.11	3377.53	**OUI**
4eme étage	402.58	672.11	739.32	3377.53	**OUI**
3eme étage	601.34	1023.12	1125.44	3377.53	**OUI**
2eme étage	800.10	1351.16	1486.28	3377.53	**OUI**
1er étage	998.86	1679.21	1847.13	3377.53	**OUI**
RDC	1197.61	1998.06	2197.87	3377.53	**OUI**
Sous-sol 2	1391.27	2300.84	2530.93	3434.35	**OUI**
Sous-sol 1	**1584.93**	**2594.44**	**2853.88**	**3434.35**	**OUI**

PDF Page Organizer - Foxit Software

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

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

Tableau II -17 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (60, 40) = 30cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h) ≥ he /20	Min (60, 40) =40cm≥ (he/20) = (4.25 - 0.35)/20=19.5cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	**0.25 ≤ (60/40)=1.5 ≤ 4**	**Oui**

II.5.B- Bloc B :

II.5.B.1- Choix du poteau le plus sollicité :

Il ya deux type de poteau :

- ✓ Poteau forme circulaire.
- ✓ Poteau forme carrée.

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

II.5.B.2- Dimensions des poteaux circulaires :

Tableau II -18: prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage	5eme	4eme	3eme	2eme	1ere	RDC	s-sol 2	s-sol 1
Diamètre de poteau	**70**	**70**	**70**	**70**	**70**	**70**	**70**	**70**

II.5.B.3- Dimensions des poteaux carée :

Tableau II -19: prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		5 eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	S-sol 2	S-Sol 1
du poteau	b_1 (cm)	50	50	50	50	50	50	50	**50**
	h_1 (cm)	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**	**50**

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.5.B.4- Calcul de la longueur de flambement L_f (forme circulaire) :

Tableau II -20 : détermination de la longueur de flambement

	Dimensions du poteau	L_f	$i = \frac{D}{4}$	λ
Sous la terrasse	70	$0.7L_0$	0.175	**17.00**
Sous le 4eme étage	70	$0.7L_0$	0.175	**17.00**
Sous le 3eme étage	70	$0.7L_0$	0.175	**17.00**
Sous le 2eme étage	70	$0.7L_0$	0.175	**17.00**
Sous le 1er étage	70	$0.7L_0$	0.175	**17.00**
Sous le RDC	70	$0.7L_0$	0.175	**17.00**
Sous s-sol 2	70	$0.7L_0$	0.175	**13.60**
Sous S-Sol 1	**70**	**$0.7L_0$**	**0.175**	**13.60**

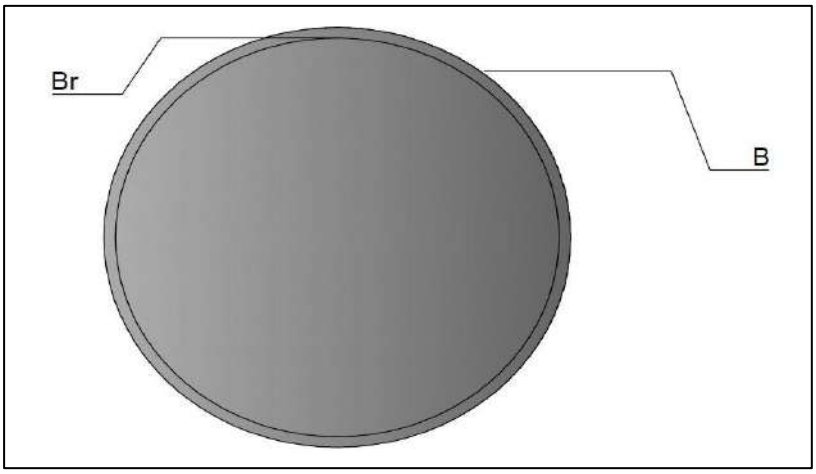


Figure II -12 : Section réduite du poteau

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.5.B.5-Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Tableau II -21: calcule de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm×cm)	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	70	362984	17.00	0.81	384.65	**5564.79**
le 4eme étage	70	362984	17.00	0.81	384.65	**5564.79**
le 3eme étage	70	362984	17.00	0.81	384.65	**5564.79**
le 2eme étage	70	362984	17.00	0.81	384.65	**5564.79**
le 1er étage	70	362984	17.00	0.81	384.65	**5564.79**
le RDC	70	362984	17.00	0.81	384.65	**5564.79**
le 2eme S-Sol	70	362984	13.60	0.82	384.65	**5656.54**
le 1ere S-Sol	**70**	**362984**	**13.60**	**0.82**	**384.65**	**5656.54**

II.5.B.6- Détermination des charges et surcharges :

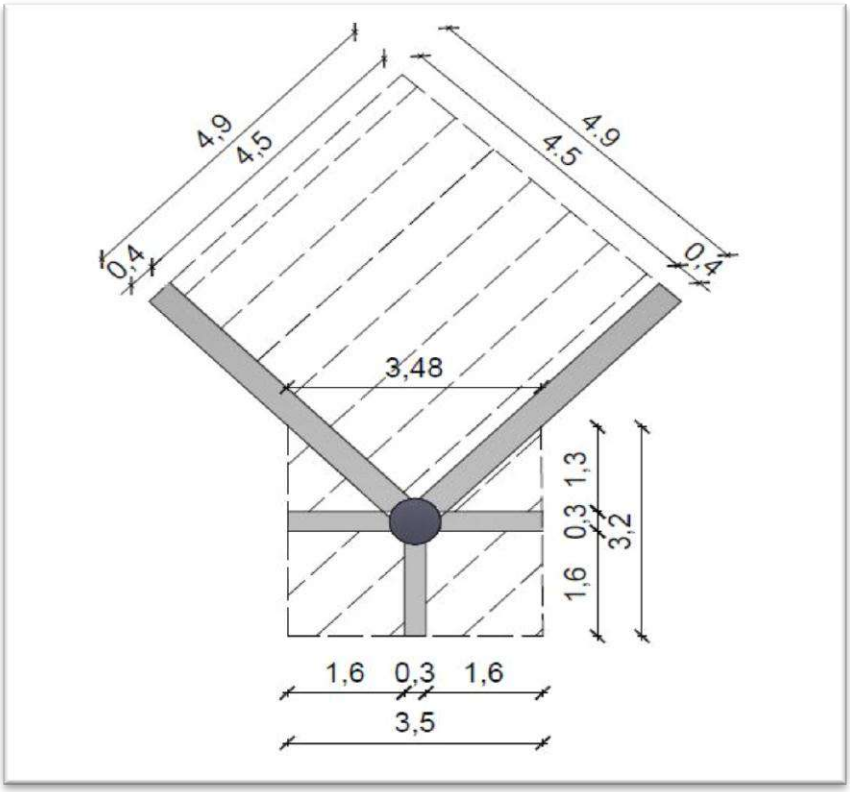


Figure. II -13: représentation du poteau le plus sollicité

PDF Page Organizer - Foxit Software

- Surface du plancher revenant au poteau:

$\mathbf{S_p}$= 31.54- {(0.4x4.9)x2+(0.3x3.5)+(0.3x1.6)} $\Rightarrow$ $\mathbf{S_p}$**= 26.06 m²**

- Surface totale :

$\mathbf{S_t}$= (4.9x4.9) +2x$\frac{(1.95x1.45)}{2}$ + (1.75x3.5) = 31.54 m² $\Rightarrow$ $\mathbf{S_t}$**= 31.54 m²**

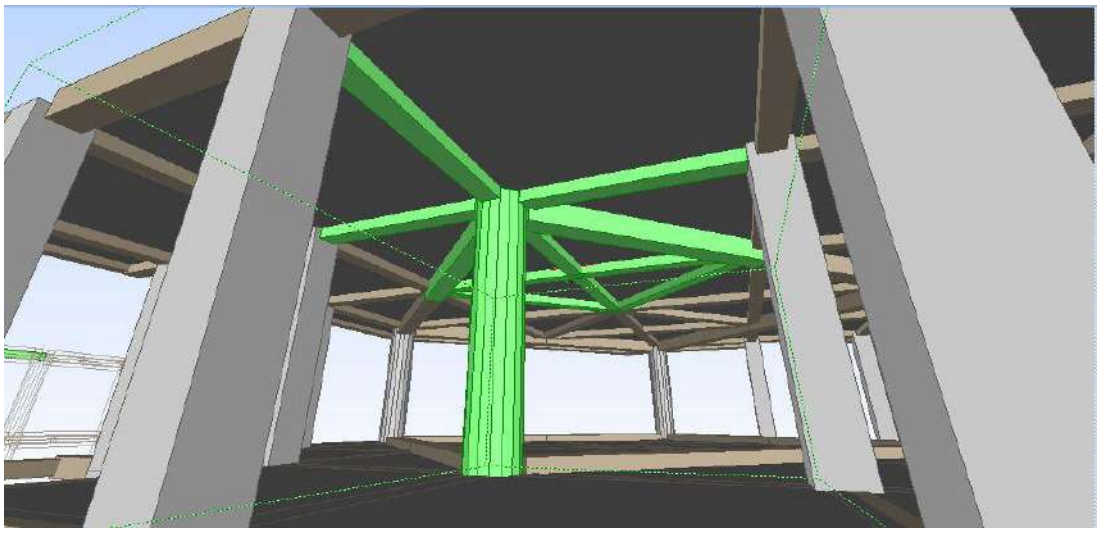


Figure. II -14: Représentation du poteau circulaire le plus sollicité en plan 3D

II.5.B.7- 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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

II.5.B.7.a- Charges Permanente :

Tableau II -22 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau}(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5eme	189.69	40.86	73.6	7.35	311.51	**311.51**
4eme	182.4	40.86	73.6	7.35	304.21	**615.73**
3eme	182.4	40.86	73.6	7.35	304.21	**919.95**
2eme	182.4	40.86	73.6	7.35	304.21	**1224.17**
1er	182.4	40.86	73.6	7.35	304.21	**1528.39**
RDC	182.4	40.86	73.6	7.35	304.21	**1832.61**
S-sol 2	182.4	32.69	73.6	7.35	296.04	**2128.65**
S-sol 1	**182.4**	**32.69**	**73.6**	**7.35**	**296.04**	**2424.70**

II.5.B.7.b- Charges d'exploitation :

Tableau II -23: Tableau des charges d'exploitations

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	Q0 =	34.65		**34.65**
4eme étage	Q1=	51.97	1	**86.62**
3eme étage	Q2=	86.62	0.95	**166.32**
2eme étage	Q3=	86.62	0.9	**237.35**
1er étage	Q4=	138.6	0.85	**343.90**
RDC	Q5=	138.6	0.80	**436.59**
Sous-sol 2	Q6=	138.6	0.75	**515.41**
Sous-sol 1	**Q7=**	**138.6**	**0.70**	**580.38**

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **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 II -24: Tableau de vérification

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5eme étage	311.51	472.52	519.77	5564.79	**OUI**
4eme étage	615.73	961.17	1057.29	5564.78	**OUI**
3eme étage	919.95	1491.41	1640.55	5564.79	**OUI**
2eme étage	1224.17	2008.66	2209.52	5564.79	**OUI**
1er étage	1528.39	2579.18	2837.09	5564.79	**OUI**
RDC	1832.61	3128.90	3441.79	5564.79	**OUI**
Sous-sol 2	2128.65	3646.81	4011.49	5656.54	**OUI**
Sous-sol 1	**2424.70**	**4143.92**	**4558.32**	**5656.54**	**OUI**

II.5.B.8- Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Tableau II -25 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 70cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =70cm≥ (he/20) = (4.25 - 0.35)/20=19.5cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**Oui**
D≥ 35 cm	D=70cm	**Oui**
D≥ he /15	**D =70cm≥ (he/15) = (4.25 – 0.35)/15=28.31cm**	**Oui**

PDF Page Organizer - Foxit Software

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.

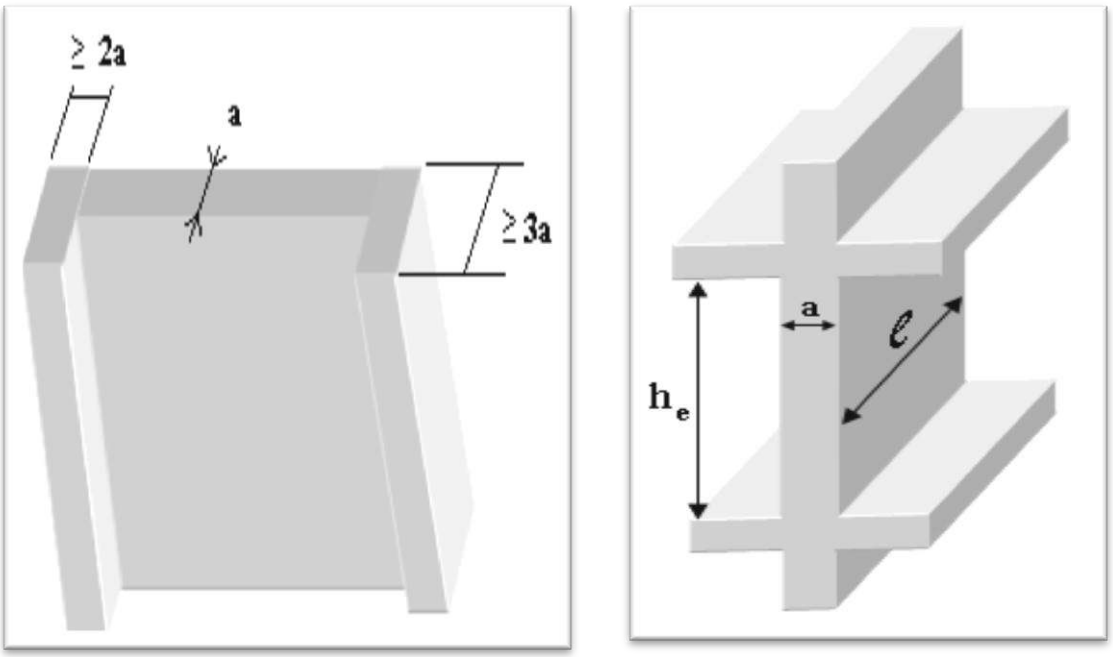


Figure II - 15 : Coupe de voile en plan Voile en 3D

Bloc A et B:

Dans notre cas on a cas :

- **he**= 4.25-0.35=3.90m.
- **a** ≥ MAX(15 cm ; he/22)

  a ≥MAX(15 cm ; 19.31 cm)

  a ≥19.31cm

On adopte **a= 20 cm**

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.1- L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 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.

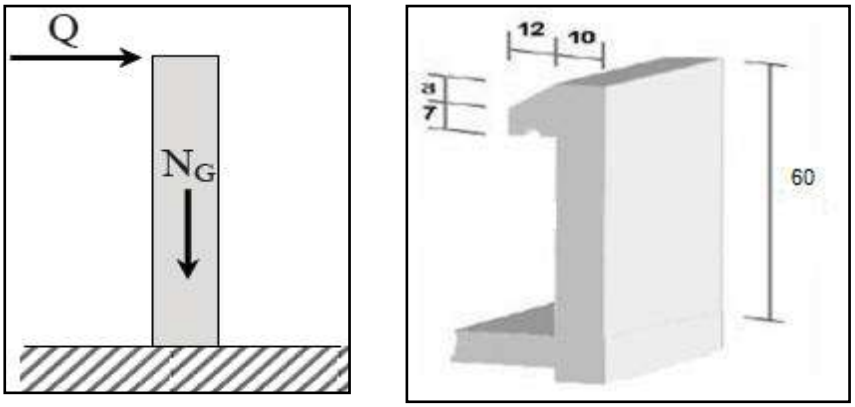


Figure. III.1 : L'acrotère

III.1.1- Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau. III. 1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.775**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2-Calcul des efforts :

Tableau. III. -2 : Les efforts

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	**G = 1.755**
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	**Q = 1**
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	**1,5 * Q * h ==0.9**	**Q * h = 0.6**

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.1.3-Calcul du ferraillage :

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

Tableau. III. 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 :

1. **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

2. **Calcul du moment de flexion :**

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

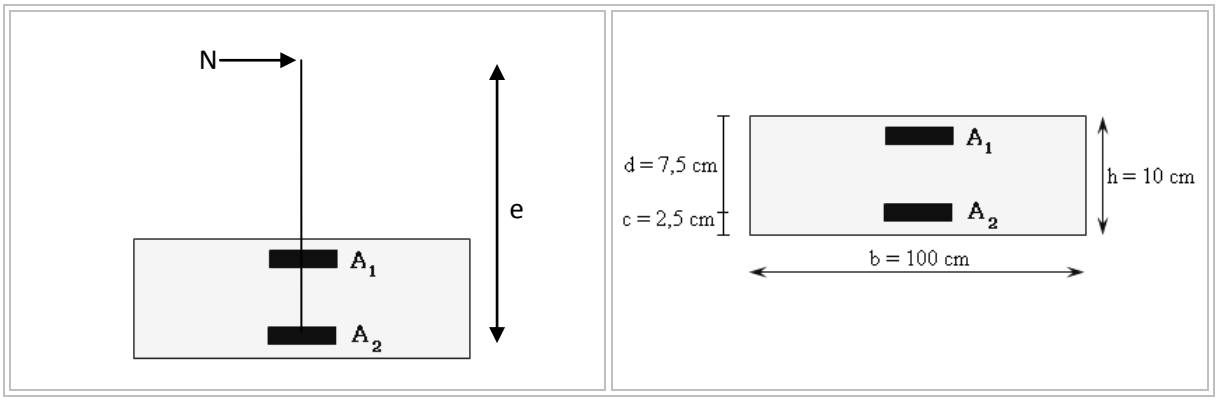


Figure**. III.2** : Section de B.A à l'ELU

PDF Page Organizer - Foxit Software

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e \quad = \quad 0.405 \ \ m$

$M1 = N * e \qquad \Rightarrow M1 = 0.96 \ kN.m$

3. Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \ \mu = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \ \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß \ \ = 0.994 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370 \ cm^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302 \ cm^2$

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

Donc: $\begin{cases} A = 0.302 \ cm^2 \\ A' = 0 \ cm^2 \end{cases}$

4. Condition de non fragilité : [1]

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

$Amin = 1 \ cm^2 > A = 0.302 \ cm^2 \Rightarrow \ A = Amin \ = 1.00 \ cm^2$

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

5. 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 : $Ar = 4 \ HA \ 8 = 2.00 \ cm^2$

6. Espacement : [1]

$St = 33 \ cm \leq Smin = min \ [3h = 30 \ cm; \ 33 \ cm] = 33 \ cm$

$Srép = 28 \ cm \ \leq Smin = min \ [4h = 40 \ cm \ ; \ 45 \ cm] = 40 \ cm$

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.1.3.b-Vérification à l'E.L.S : [1]

Données: $N_{ser} = 1.755$ kN

$M_{ser} = 0.6$kN

1-Calcul de l'excentricité :

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,\text{cm} < e_0 = 34.19\text{cm}$

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

Où : $B_o = b*h + 15(A + A')$ $\Rightarrow$ $B_o = 1030{,}15$ cm².

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

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

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8513.68$ cm^4.

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

Donc : $e_0 = 34{,}19\text{cm} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ 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:

PDF Page Organizer - Foxit Software

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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 = -29.19cm < 0".

2-Application numérique :

$$\begin{cases} p = -2489.80\text{cm}^2 \\ q = +47307.84\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\,y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 31.20\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

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.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$

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

$$S_{xx'} = 36.48\text{cm}^3$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\,MPa$$

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

$$\sigma_s = 39.61\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

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

III.1.4-Vérification de l'effort tranchant : [1]

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

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: [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\,KN$$

$$F_p = 1.404\,KN < T = 1.5\,KN \ldots\ldots\ldots\text{(condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

PDF Page Organizer - Foxit Software

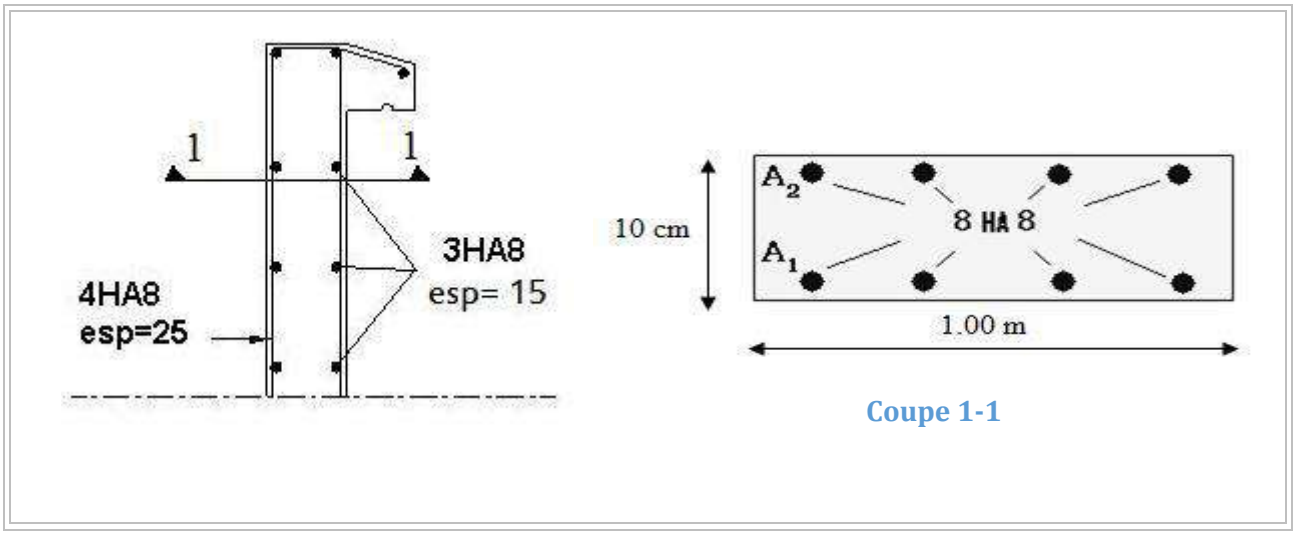


Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère

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 4cm 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 : [1]

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 4 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
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

PDF Page Organizer - Foxit Software

$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$[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 ≤ (L=54cm) ≤ 65cm ⇒ At ≥ 0.5 cm² /m.l

➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

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 espacement de 20cm x 20 cm.

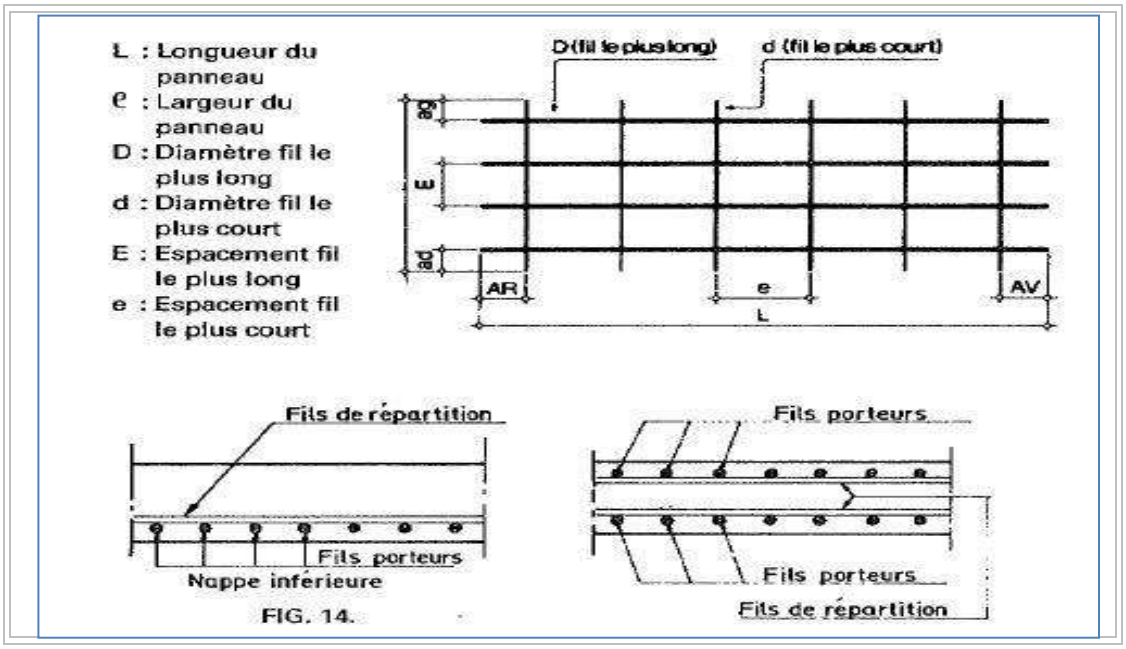


Figure III.4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.2.2- Les poutrelles :

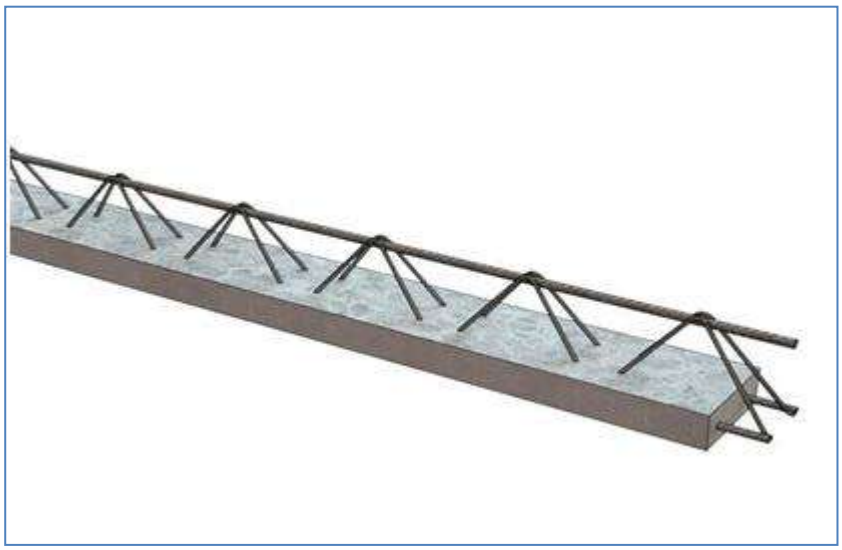


Figure III.5 : Poutrelle métallique ligie (PML)

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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

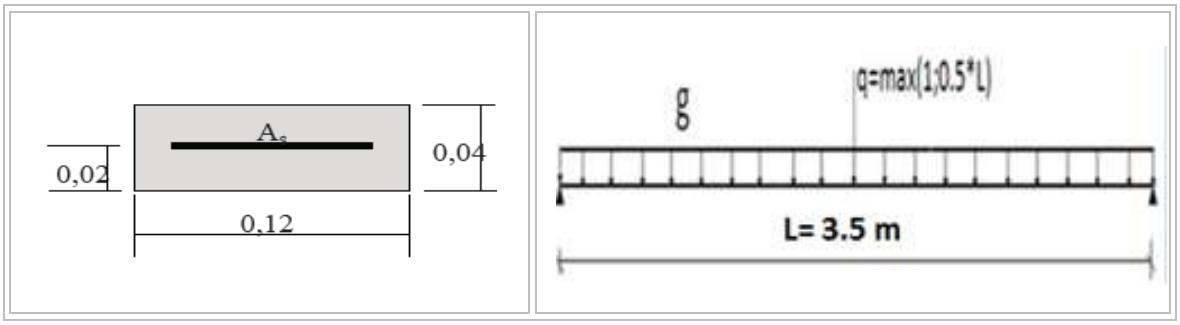


Figure III.6 : Schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III. 4 : les charges de la poutrelle avant collage

Bloc	La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
A	3.50	1.75	poids de poutrelle	**poids du corps creux**
			0.12*0.04*25 = 0.12	**0.65*1 = 0.65**
			0.77	
B	3.50	1.75	0.12*0.04*25 = 0.12	**0.65*1 = 0.65**
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III. 5 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 1.17$	$\frac{QL}{4} = 1.53$	**1.35MG+1.5MQ=3.87**

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{3.87 * 10^6}{14.2 * 120 * 20^2} = 0.567 \gg \mu max = 0.478$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Cette valeur de μ=0.567 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.

III.2.2.2- Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2.85*0.65=1.85 kN/ml
- Q =1*0.65=0.65 kN/ml
- $f = \frac{2.05*(1.35G+1.5Q)*l^4}{435*E*I}$ pour la poutre continue
- $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5m

Tableau III.6 : Détermination le nombre des étaiements

BLOC	Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	1.35G+1.5Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
B	0	1.85	1	4.00	3.5	**7.30**	**0.7**	**Non**
	1				1.75	**0.45**	**0.35**	**Non**
	2				1.16	**0.09**	**0.23**	**Oui**
A	0	1.85	1	4.00	3.50	**7.30**	**0.7**	**Non**
	1				1.75	**0.45**	**0.35**	**Non**
	2				**1.16**	**0.09**	**0.23**	**Oui**

On place 2 étaiements à une distance L=1.16 m. pour les poutrelles du bloc B, et aussi de 2 étaiements à une distance L=1.16 m. pour les poutrelles du bloc A.

PDF Page Organizer - Foxit Software

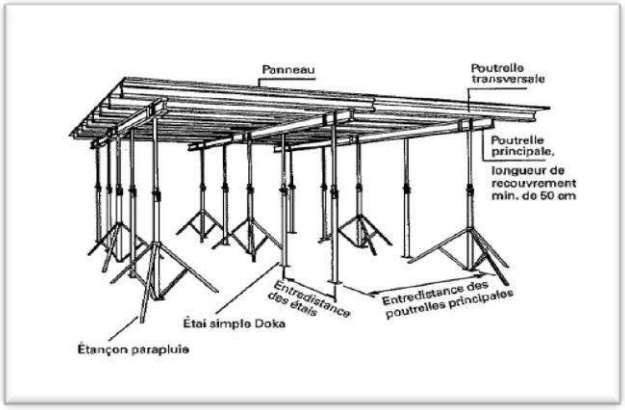


Figure III.7: Choix de disposition des étaiements

III.2.2.2.A- Bloc A

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

Deux types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 6 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.

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

- 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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	4.056	1*0.65=0.650	6.450	**4.706**
Plancher courant	**3.900**	**2.5*0.65=1.625**	**7.702**	**5.525**

- **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:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_ω : 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_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

PDF Page Organizer - Foxit Software

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.

III.2.2.2A.2- Sollicitations de calcul :

On a deux types des poutrelles dont la solution se fait par la méthode forfaitaire:

- **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

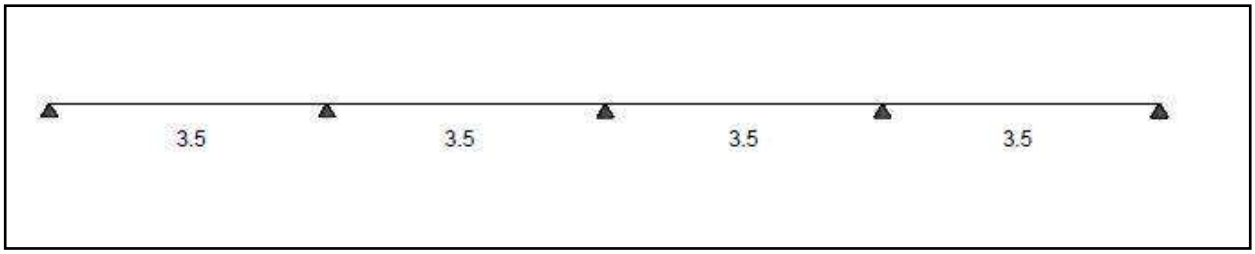
- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.12\ kN/m^2 \\ 5 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

- **Poutrelle à quatre travées:**



- Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

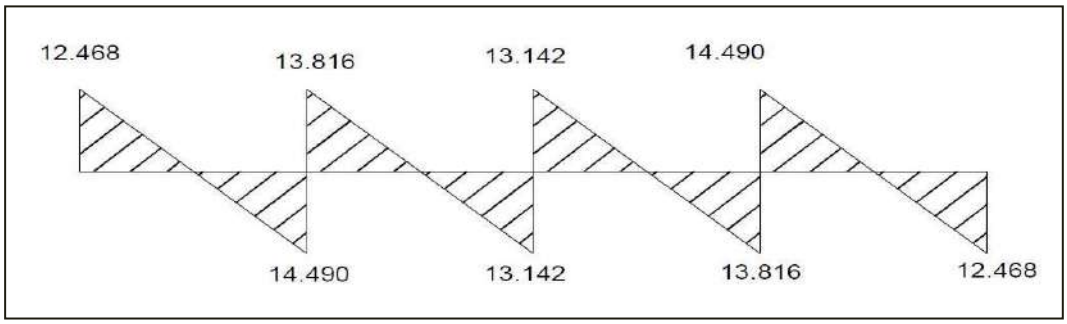
TRAVEE	M0 (KN m)	Mt (KN m)	Mw(KN m)	Me (KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.794	8.707	2.358	5.897	12.468	14.490
B-C	11.794	7.527	5.897	4.717	13.816	13.142
C-D	11.794	7.527	4.717	5.897	13.142	13.816
D-E	11.794	8.707	5.897	2.358	14.490	12.468

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III.-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt (KN m)	Mw(KN m)	Me (KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	8.460	5.922	1.692	4.230	8.943	10.393
B-C	8.460	5.076	4.230	3.384	9.910	9.427
C-D	8.460	5.076	3.384	4.230	9.427	9.910
D-E	8.460	5.922	4.230	1.692	10.393	8.943

T (kN)



M (kN.m)

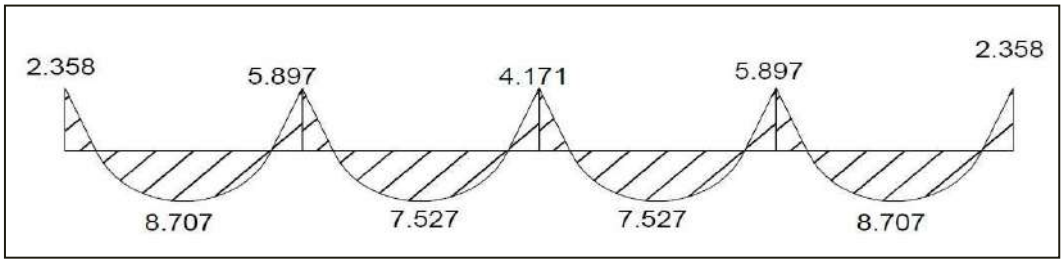


Figure III. 8 : Différents efforts dans la poutrelle à 04 travées (ELU)

PDF Page Organizer - Foxit Software

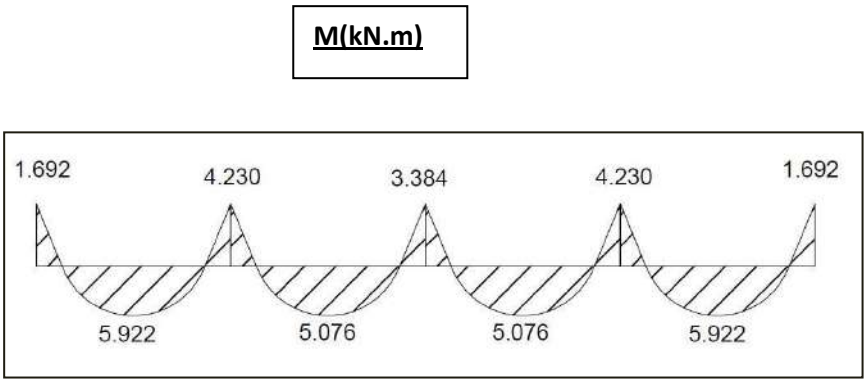


Figure III.-9 : Différents efforts dans la poutrelle à 04 travées (ELS)

- **Poutrelle à 06 travées:**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III. 10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 06 travées (ELU)

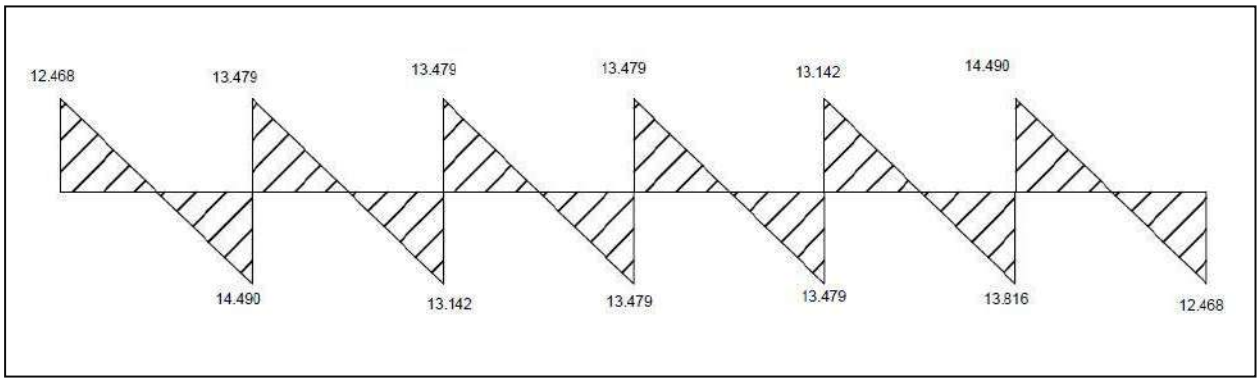
TRAVEE	M0 (KN m)	Mt (KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	11.794	8.707	2.358	5.897	12.468	14.490
B-C	11.794	7.076	5.897	4.717	13.816	13.142
C-D	11.794	8.117	4.717	4.717	13.479	13.479
D-E	11.794	8.117	4.717	4.717	13.479	13.479
E-F	11.794	7.527	4.717	5.897	13.142	13.816
F-G	11.794	8.707	5.897	2.358	14.490	12.468

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III.11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 06travées (ELS)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt (KN m)	Mw(KN m)	Me(KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	8.460	6.245	1.692	4.230	8.943	10.393
B-C	8.460	5.399	4.230	3.384	9.910	9.427
C-D	8.460	5.822	3.384	3.384	9.668	9.668
D-E	8.460	5.822	3.384	3.384	9.668	9.668
E-F	8.460	5.399	3.384	4.230	9.427	9.910
F-G	8.460	6.245	4.230	1.692	10.393	8.943

T (kN)



M (kN.m)

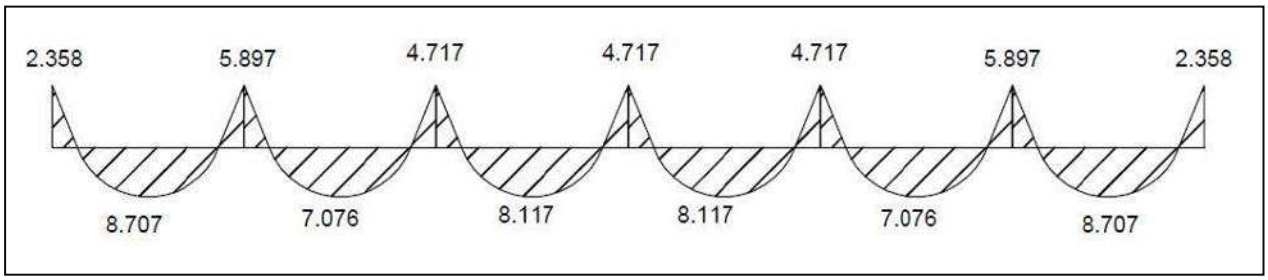


Figure III. 10: Différents efforts dans la poutrelle à 06 travées(ELU)

PDF Page Organizer - Foxit Software

M (kN.m)

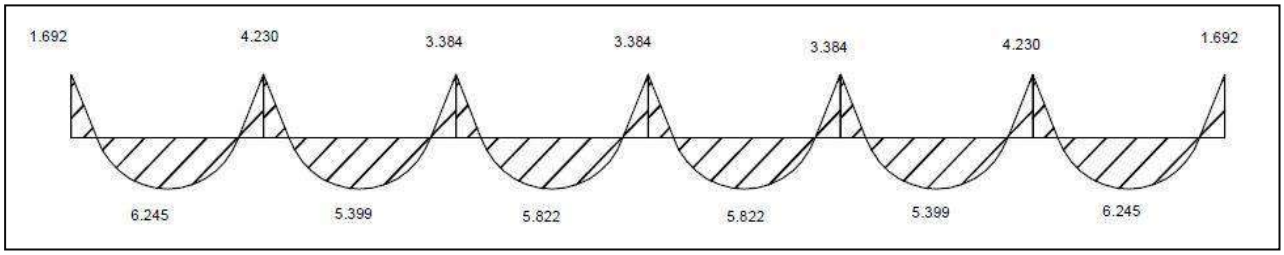


Figure III. 11 : Différents efforts dans la poutrelle à 06 travées(ELS)

III.2.2.2.B- Bloc B:

Dans cette étape, on a un seul type de poutrelle :

- Poutrelle à 1seule travée

III.2.2.2.B.1- Méthode de calcul : [1]

Le rapport entre les portés successifs compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire applicable.

On utilise cette méthode 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.

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$$

- 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 :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} :$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$1)M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max}\begin{cases}1.05M_0\\(1+0.3\alpha)M_0\end{cases}$$

$$2)M_t \geq M_{Max}\begin{cases}\frac{(1,2+0.3\alpha)}{2}M_0 \text{ Si la travée est de rive}\\\frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire}\end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases}M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées}\\M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.}\\M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.}\\M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive}\end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée. M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_ω : 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_ω : 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.

III.2.2.2.B.2- Sollicitations de calcul :

- **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.**

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases}2G = 13.12\ kN/m^2\\5\ \ kN/m^2\end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB}/L_{BC} = 1.1 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Poutrelles à une seule travée**



Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III. 12 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt (KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	10.301	12.876	10.595	12.950

Tableau III. 13: Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

TRAVEE	M0 (KN m)	Mt (KN m)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	7.464	9.331	10.53	12.23

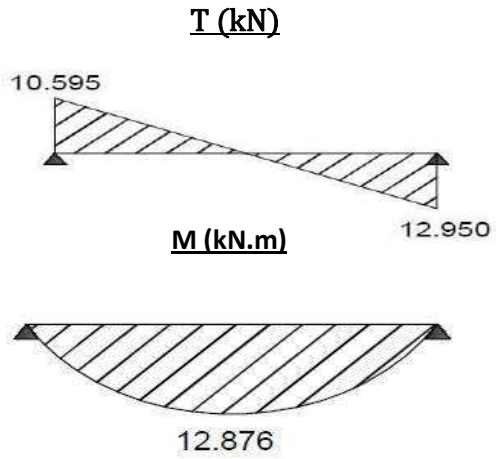


Figure III. 12 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

PDF Page Organizer - Foxit Software

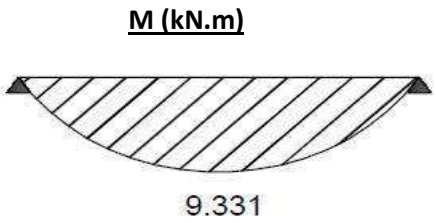


Figure III. 13 : Différents efforts dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

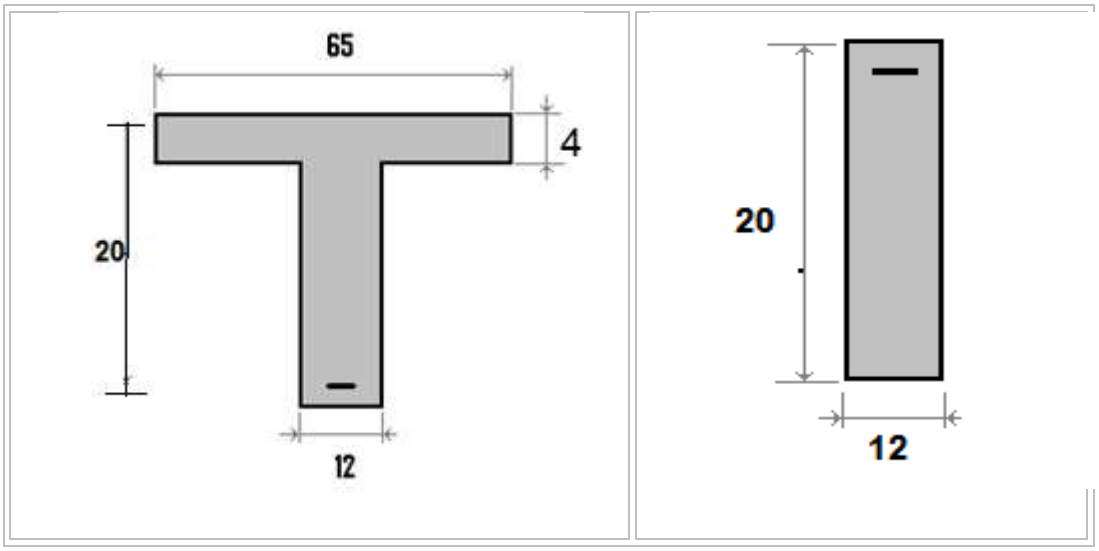


Figure III. 14 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages.
En travée (à gauche); En appui (à droite)

III.2.2.2.B.3- 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 :

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III. 14 : calcul des armatures

		En travée section T :	Aux appuis section rectangulaire :
ELU	M_u (kN.m)	8.70	**5.89**
	M_0 (kN.m)	M0=b*h0*σ_{badm}*(d-(h0/2)) =11.794 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ section rectangulaire	/
	μ	0.029	**0.019**
	μ_l	**0.372**	
	$\mu < \mu_l$	Oui	**Oui**
	B	0.985	**0.990**
	A (cm^2)	1.12	**0.75**
	Le choix	2HA12=2.26 cm^2	**2HA10=1.57cm^2**
	B/1000	1.3	**0.24**
	A≥ B/1000	OUI	**OUI**
Vérification a l'ELS	M_{ser} (kN.m)	5.92	**4.23**
	σb_{adm}(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	3.845	**3.845**
	I_G (cm^4)	10487.306	**10487.306**
	K (N/cm^3)	56.449	**40.334**
	σb (Mpa)	2.17	**1.55**
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**Oui**	**Oui**

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III. 15 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=2HA12	Aa=2HA10

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Escapement S_t:**

$$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases} = (16.2;\ 40\ cm)$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armature transversalesϕ_t :**

$$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres a_t=0.28 cm² et n_t=2 ➔ $A_t=a_t$ n_t=0.56 cm².

Tableau III. 16 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	espacement
2ϕ8	**15cm**

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.2.2.2.B.4- 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.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{14.49*10^3}{120*180}=0.670MPa\leq\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE500).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa}.\Rightarrow\frac{101\times 500}{120\times 150}=2.77\ \text{MPa}\geq 0.4\ \text{MPa}\qquad\textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.002>0.001\textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

III.2.2.2.B.5- 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 III. 17 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**ρ≤ 3.6/fe**
h/ L = 0.20 / 3.5 = 0.057 **Mt/(15 Mo)=8.70/(15*11.794)=0.049**	**ρ=A/(bo*d)=2.26/(12*18)=0.010** **3.6/ fe = 3.6 / 500 = 0.007**
Condition non vérifiée	**Condition non vérifiée**

PDF Page Organizer - Foxit Software

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm} F = \frac{3500}{500} = 7$

Tableau III. 18 : vérifications de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß1	σ_s(MPa)	μ	λ_i	λ_v
5,92	2,26	7,10135412	0,01092593	0,856	162,803386	0,601199	3,76301817	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δf<f adm**
20021,0598	6750,7662	11561,1517	3,5	3,3398891	5,85066542	2,510776	7	**cv**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

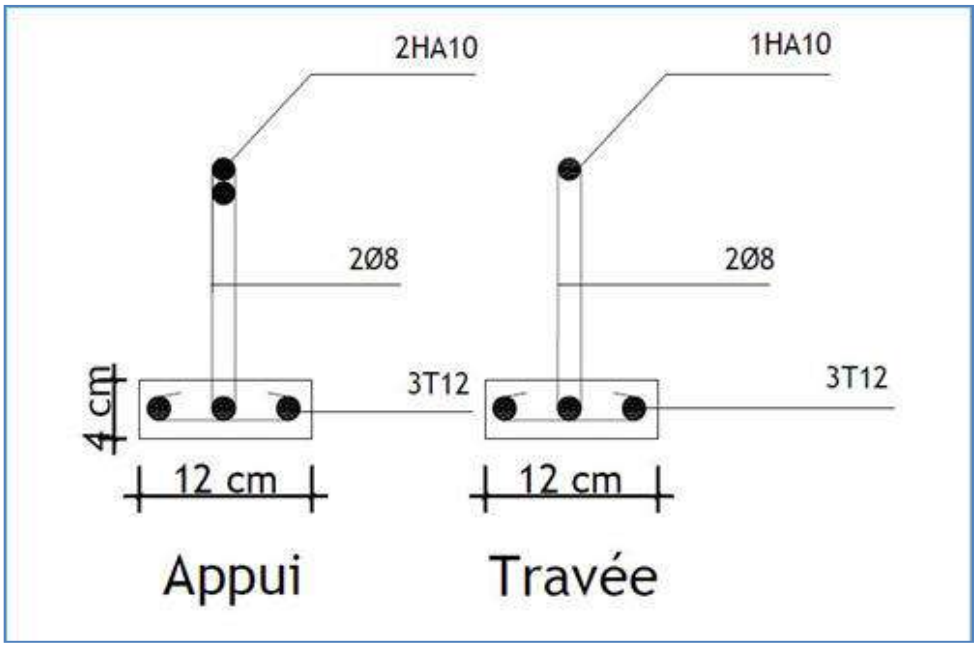


Figure III. 15 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

PDF Page Organizer - Foxit Software

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.

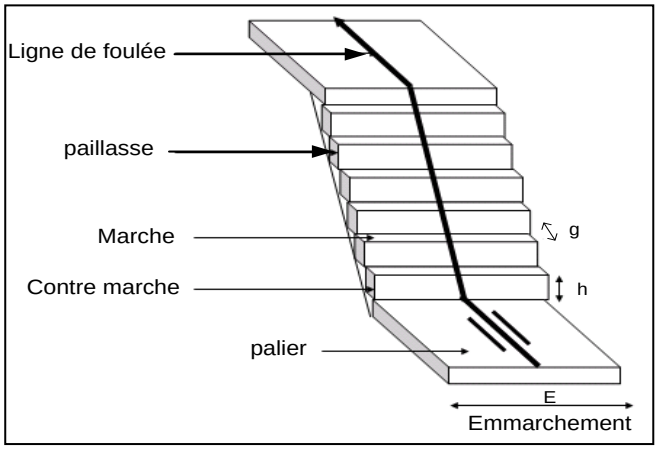


Figure III. 16: Représentation d'un escalier

PDF Page Organizer - Foxit Software

- 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. Escalier à deux volées :

III.3.3.1. Pré dimensionnement :

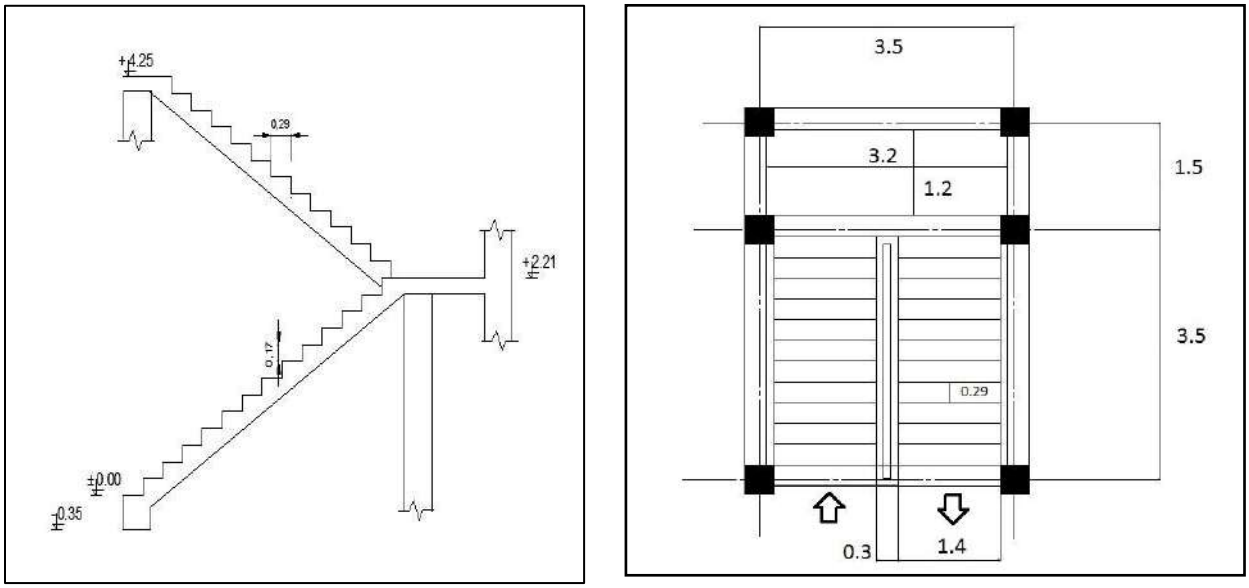


Figure III. 17 : dimensionnement de l'escalier

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 2.21m
- largeur de la marche : g = 29cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h ≤ 64cm.

60cm ≤ 63cm ≤ 64cm. (Condition vérifiée)

PDF Page Organizer - Foxit Software

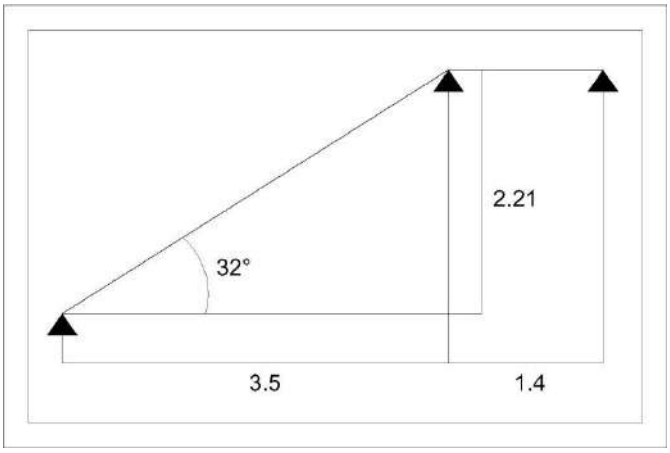


Figure III. 18 : Schéma représente les dimensions de l'escalier

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

Tgα = H / L = 2.21/3.6 = 0.613

Donc : α =32.26°

$L_0 = \sqrt{2.21^2 + 3.5^2} = 4.13m$

l =4.13m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 11.8 \le e \le 13.76$ On adopte : e = **15**cm

III.3.3.2- Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A- Charges permanentes :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III. 19 : Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	**0.44**
2	Mortier de pose	0.02	20	**0.40**
3	Lit de sable	0.03	18	**0.54**
4	Poids propre de la paillasse	0.15 / cos α	25	**4.40**
5	Poids des marches	0.17/ 2	25	**2.12**
6	Enduit ciment	0.02	18	**0.36**
			G	**8.26**

III.3.3.2.B- Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.3.3.3 Détermination des efforts :

Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S:P_{ser} = G + Q

Tableau III. 20 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Paillasse	**8.26**	**2.5**	**14.90**	**10.76**

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.3.3.3.a- A l'E.L.U :

- **Les équations d'équilibres donnent :**

R_A = 26.07 KN

R_B = 26.07 KN

- **Moment fléchissant :**

X [0,3.5]

M (kN.m)

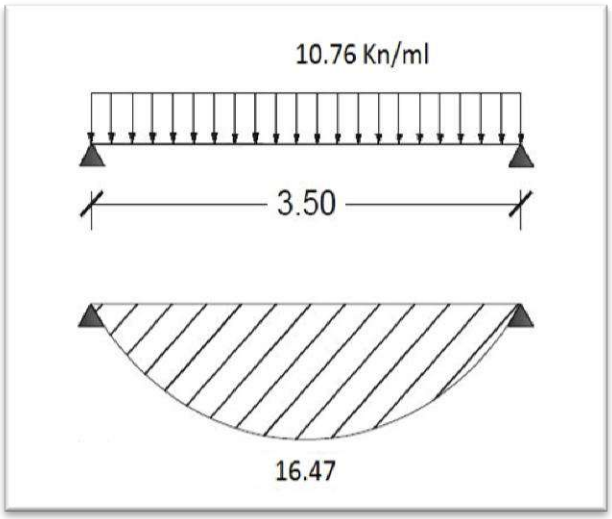


Figure III.19: Diagramme de moment a l'état limite service

$$Mu(x) = Ra\,x - 14.90\frac{x^2}{2}\begin{cases} Mu(0) = 0 \\ Mu(3.5) = 0 \end{cases}$$

$$Mu(x) = 26.07x - 14.90\frac{x^2}{2}$$

Tu(x) =Ra -14.90 x $\quad\begin{cases} Tu(0) = 26.07\ Kn \\ Tu(3.5) = -26.07\ Kn \end{cases}$

Tu(x) =26.07 -14.90 x

PDF Page Organizer - Foxit Software

26.07-14.90x=0 donc X=1.80

$M(1.8) = 26.07(1.8) - 14.90\frac{1.8^2}{2}$ = 22.81 Kn .m

Mu_{max} = 22.81 KN.m

$M_t = 0.85\ M_{max}$ ⟹ M_t=19.38 Kn.m

$M_a = 0.5\ M_{max}$ ⟹ M_a=11.40 Kn.m

III.3.3.3.b- A l'E.L.S :

- On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 18.83 KN

R_B = 18.83 KN

- On a une seul section

$$Mser(x) = Ra\ x - 10.76\frac{x^2}{2}\begin{cases} Mu(0) = 0 \\ Mu(3.5) = 0 \end{cases}$$

$$Mser(x) = 18.83x - 10.76\frac{x^2}{2}$$

$M(1.8) = 18.83(1.8) - 10.76\frac{1.8^2}{2}$ = 16.47 Kn .m

$Mser_{max}$ = 16.47KN.m

$M_t = 0.85\ M_{max}$ ⟹ M_t=13.99 Kn.m

$M_a = 0.5\ M_{max}$ ⟹ M_a=8.23 Kn.m

III.3.3. 4- Calcul de ferraillage :

Le ferraillage sera fait en flexion simple avec (b.h) = (100. 15) cm^2.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les dimensions de l'élément étudié, les sollicitations agissantes maximales, ainsi que les résistances Caractéristiques des matériaux sont présentés dans le tableau ci-dessous :

- **En travée :**

Tableau III.21 : Dimension et Sollicitation et la Resistance caractéristique De l'escalier

Dimensions			**Sollicitations**			**Résistance caractéristique**		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	**Unités**
b	100	cm	M_u	19.38	KN.m	F_{c28}	25	**MPa**
h	15	cm	M_{ser}	11.40	KN.m	fe	400	**MPa**
C	**2,5**	**cm**	**Situation durable**					

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{19.38.10^3}{14{,}2.10^{-2}.1.(14{,}5^{-2})^2} = 0{,}087$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}379 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}954 \ , \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{19.38.10^6}{0{,}954.125.348} = 467 mm^2 = 4.67\ cm^2$$

$$choix\ des\ barres : A \equiv\ 6HA10\ = 4.71\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.15}{1000} = 1{,}5\ cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

- **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.4.71 + \sqrt{(225.4.71^2 + 30.100.4.71.12,5)}}{100} = 3.55cm$$

- **Calcul du moment quadratique de la section homogène :**

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.3.55^3}{3} + 15.4.71.(12,5 - 3.55)^2 = 7150.53\,cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{11.40.10^6}{7150.53.10^4} = 0,159 \quad N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0,159.35.5 = 5.64\ MPa$$
$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0,159.(125 - 35.5) = 213.45MPa$$

III.3.4- Calcul des contraintes admissibles :

➢ **Béton :**

$$\overline{\sigma_b} = 0,6.F_{c28} = 0,6.25 = 15\ MPa$$

Acier : fissuration peu nuisible $\rightarrow$ aucun vérification à faire

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ donc l'état limite de service est satisfait

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Tableau récapitulatif des résultats :**

Tableau III .22 : Combinaison des charges de l'escalier

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			**Pivot de calcul**
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**
μ	0,087	Sans	A	4.71	cm^2	
			Choix : 6 HA10=4.71			
Vérification aux états limites de service						
Résultats intermédiaires			Contrainte			**Contrainte limite**
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	**Unités**
Y_1	3.55	cm	σ_b	5.64	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	**MPa**
I_G	7150.53	cm^4						

- **L'espacement :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66\ cm \quad on\ adopte : S_t = 20\ cm$$

$$l'espacement\ \max imal : S_{p\ \max} \le Min[3.h, 33\ cm] = 33\ cm$$

$$l'espacement\ \min imal : S_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$$

2,5 cm< s_t = 17 cm <33 cm (c'est vérifie).

- **Vérification d'effort tranchant :**

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul

Des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \le \frac{M_t}{20.M_0} \rightarrow \frac{15}{350} = 0{,}042 \le \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{13.99}{20.16.47} = 0{,}042 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \le \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.27}{100.12{,}5} = 0{,}0034 \le \frac{2}{400} = 0{,}005 \quad \text{condition non vérifiée}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire :

III.3.5- Calcul de flèche :

$$M_{ser} = 37{,}96 kN.m, \qquad A = 4.71 cm^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}0084 \rightarrow \beta = 0{,}869$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 244{,}726\ MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}644$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 2{,}5 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0) + (b_0.(d-c))} = 7{,}25\ cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh\left(\frac{h}{2} - y\right)^2 + 15A(d-y)^2 = 53303{,}582\ cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 22465{,}11\ cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 15{,}20\ mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 35665{,}41\ cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 28{,}45\ mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 28{,}45 - 15{,}20 = 13{,}25\ mm = 1{,}325\ cm > \bar{f}_{adm} = 0{,}5cm + \frac{L}{1000} = 1{,}038\ cm$$

La flèche est supérieure à la flèche admissible, donc on a le choix soit d'augmenter l'épaisseur de paillasse h, soit d'augmenter un petit peu la section des armatures A.

Puisque on a l'épaisseur de paillasse h = 20 cm, nous préférons l'augmentation dans la section d'acier, on ajoute deux barres de 14 mm forfaitairement, et refaire le calcul de flèche :

$$\Delta f = 10{,}15\ mm = 1{,}015\ cm < \bar{f}_{adm} = 0{,}5cm + \frac{L}{1000} = 1{,}038\ cm$$

La flèche est vérifié.

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.3.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.3.6.1.Pré dimensionnement :

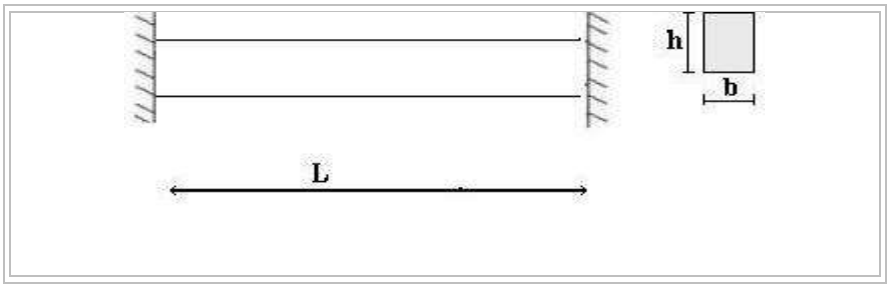


Figure III .20 : Dimensionnement de la poutre palière

- 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 de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes: **[1]**

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: **[2]**

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b1

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III .23 : prédimensionnement de la poutre palière

Conditions de résistance	**L_{max}= 3.50m ⇒23.33cm ≤ h ≤35cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5cm on adopte b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	**h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.2**
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	**(h/L=0.1) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)**
Conclusion	**h = 35cm ; b = 30 cm**

III.3.6.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.3 \times 0.35) \times 25$ ➔ $p_p = 2.625 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 26.07 KN$, $Rs = 18.83 KN$

✓ Poids de double cloison ➔ P_d= 1.64×2.52= 4.13KN/m

P_u=1.35 (P_p+ P_d) +R_u➔**P_u=35.182KN/ml**

P_s = (P_p+ P_m+R_u)➔**P_s = 25.58 KN/ml**

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 :

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III. 24 : Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra (kN)	Ma (kNm)	Mt (kNm)
ELU	61.57	35.91	**17.96**
ELS	**44.76**	**26.11**	**13.05**

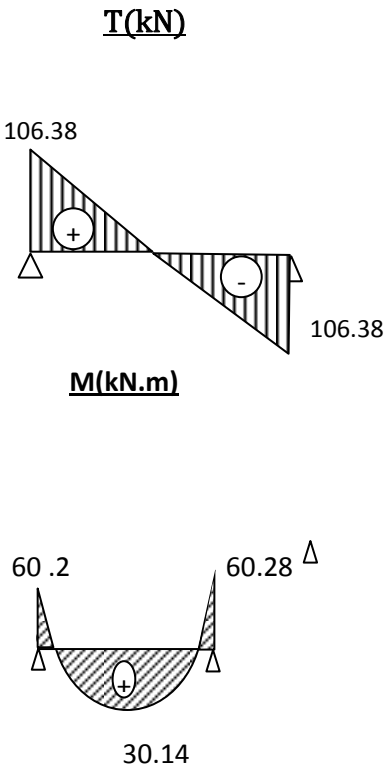


Figure III .21: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

PDF Page Organizer - Foxit Software

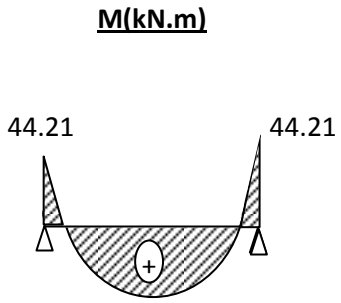


Figure III. 22: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.3.6.4. Ferraillage de la poutre palière :

Tableau III .25 : les données

Béton	**f_{c28} = 25 MPa**	**γ_b = 1.5**	**σ_{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**	**γ_s = 1.15**	**σ_s = 348 MPa**

Tableau III. 26 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt}(cm²)**
En travée	17.96	0.039	0.980	1.62	0.00	**3HA 12=3.39**
En appuis	**35.91**	**0.079**	**0.958**	**3.31**	**0.00**	**3HA12=3.39**

III.5.6.4.A. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4.62\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,cm^2$ (c.v)

PDF Page Organizer - Foxit Software

En appuis : $A = 4.62\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05 cm^2$ (c.v)

III.3.6.4. B. Vérification de l'effort tranchant : [1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{61.57 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.64 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.64\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

III.3.6.4.C. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1cm;\ \varphi_l = 16\,mm; \frac{b_0}{10} = 3cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 10mm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: At = 2 Ø 8 = 1 cm².

III.3.6.4.D. Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \leq \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 8.75cm & (zone\,nodale) \\ \overline{S}_t = 15\,cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5\,cm & (zone\,nodale) \\ S_t = 15cm & (zone\,courante) \end{cases}$

On a A_t = 1 cm².

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante A < A_{min} , donc on retiendra A_t = 4 HA 8 = 2 cm².

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)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \geq \frac{1.15(0.64 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0003\ldots$ (c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{250\times150} = 0.005 \geq \frac{1.15(1.58 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.0003$ (c.v)

❖ $$A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times50}{400} = 0.15cm^2 \ldots$(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4\times300\times150}{400} = 0.45\,cm^2$

III.3.6.4.E- Vérification à l'E.L.S : **[1]**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,MPa$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III. 27 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.39	**3.39**
M_{ser} (kN.m)	13.05	**26.11**
Y (cm)	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=12.37$	$12.5y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=12.37$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=45073.93$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=45073.93$
$\overline{\sigma}_b$ **(mpa)**	**15**	
σ_b **(mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=1.32$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$ **=2.14**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**Oui**	**Oui**

III.3.6.4.F- 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 III .28 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	**2eme condition**
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq$ 4.2/fe**
h/ L = 0.35/ 3.50 = 0.1 **Mt/(15 Mo)=17.96/(15*39.16)=0.03**	**ρ=A/(bo*d)=4.62/(30*27)=0.006** **4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01**
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

PDF Page Organizer - Foxit Software

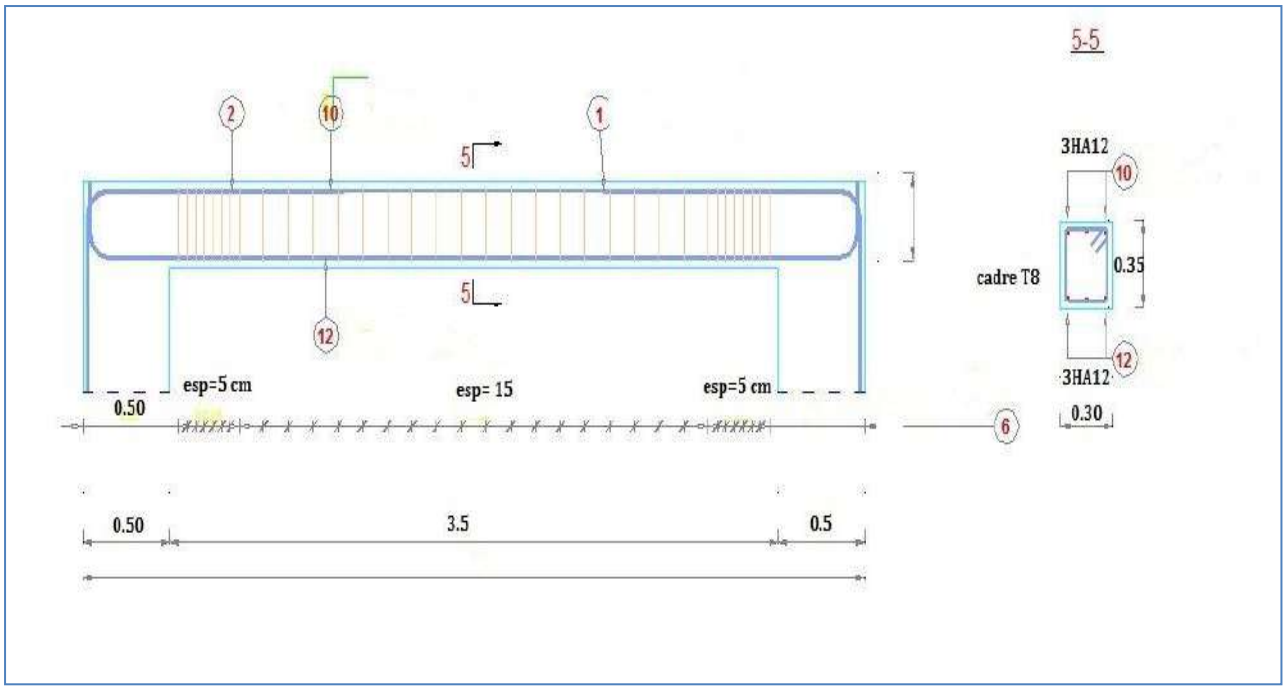


Figure III .23 : ferraillage de la poutre palière

III.4-Plancher à dalles pleines :

Pour notre structure seulement du **bloc B** on distingue trois types :

- Type 1 : dalles pleins triangulaire encastrées sur 3 coté.
- Type 2 : dalles pleins carré encastrées sur 4 coté
- Type 3 : dalles pleins rectangulaire encastrées sur 4 coté

III.4. 1- Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.4.2- Méthode de calcul:

Le calcul des dalles pleines avec La méthode des lignes de rupture pour les charges élevées et les formes irrégulières des dalles.

Cette méthode est basée sur le mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle. Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent lignes de rupture.

PDF Page Organizer - Foxit Software

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 et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.3-Principe de calcul :

III.4.3.1- Calcul des moments (principe du travail virtuel) :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

a) Travail externe :

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement **:**

$$\mathbf{T_{ext}} = P \times f$$

- Pour le cas particulier de la charge répartie :

$\boldsymbol{T_{ext}}$ = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

$$T_{ext} = \iint q \times y \times dx = q \times s \times f$$

Avec :

q : charge totale.

S : surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de surface.

b) Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$T_{int} = \Sigma Mi.\ Li\ \theta i$$

Avec **:**

Mi : moment plastique nominal par unité de longueur.

Li : la projection de la ligne de rupture sur un axe.

***θ*i** : la rotation de la ligne de rupture.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

III.4.3.2- Calcul du premier type triangulaire (type 1) :

1. Calcul Des actions :

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

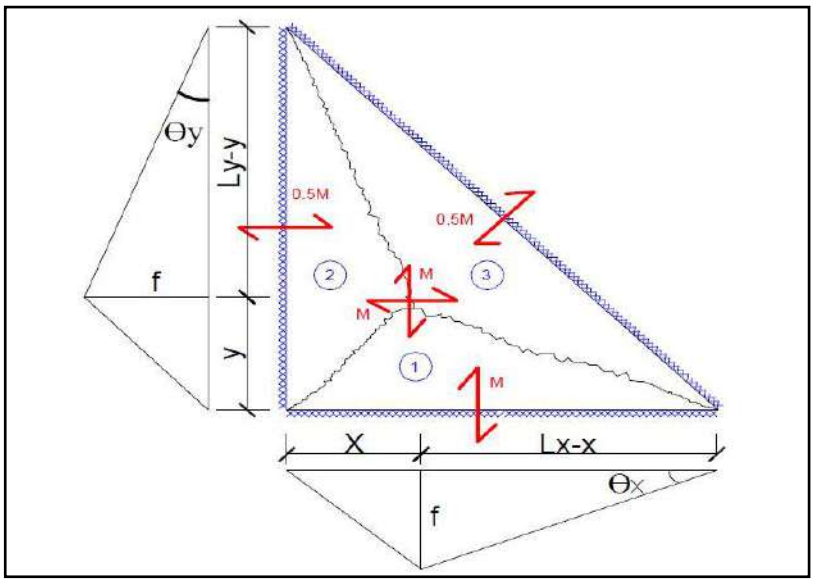


Figure III .24 : représente dalle plein triangulaire sur 3appuis

PDF Page Organizer - Foxit Software

1.a Travail externe :

$\mathbf{T_{ext}} = P \times f$

$\mathbf{T_{ext}} = q \times s \times \frac{f}{3}$

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = \mathbf{T_{ext_1}} + \mathbf{T_{ext_2}} + \mathbf{T_{ext_3}}$

$\mathbf{T_{ext_1}} = q \times (\frac{L_x \times y}{2}) \times \frac{f}{3}$ $\mathbf{T_{ext_1}} = q \times (\frac{3.5\, y}{2}) \times \frac{f}{3}$

$\mathbf{T_{ext_2}} = q \times (\frac{L_y \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$ $\mathbf{T_{ext_2}} = q \times (\frac{3.5\, x}{2}) \times \frac{f}{3}$

$\mathbf{T_{ext_3}} = q \times \left(S_t - (\frac{3.5\, x}{2} + \frac{3.5\, y}{2})\right) \times \frac{f}{3}$

$\Sigma \mathbf{T_{ext}} = q \times \frac{f}{3} \times \left[(\frac{3.5\, x}{2} + \frac{3.5\, y}{2}) + \left(6.12 - (\frac{3.5\, x}{2} + \frac{3.5\, y}{2})\right)\right]$

$\Sigma \boldsymbol{T_{ext}} = 2.04 \times q \times f$

1.b Travail interne :

$T_{int} = \Sigma Mi\ Li\ \theta i$

$\Sigma T_{int} = T_{int_1} + T_{int_2} + T_{int_3}$

$\tan \theta x \approx \theta x = \frac{f}{x}$, $\tan \theta y \approx \theta y = \frac{f}{y}$

$\mathbf{T_{int_1}} = M\ L_x \theta y + 0.5M.\ L_x.\ \theta y$

$\mathbf{T_{int_1}} = M\ L_x . \frac{f}{y} + 0.5M.\ L_x . \frac{f}{y}$

$\mathbf{T_{int_1}} = \frac{6.12}{y} \times M \times f$

$\mathbf{T_{int_2}} = M \times L_y \times \theta x + M \times L_y . \times \theta x$

$\mathbf{T_{int_2}} = M \times L_y \times \frac{f}{x} + M \times L_y \times \frac{f}{x}$

$\mathbf{T_{int_2}} = \frac{6.12}{x} \times M \times f$

PDF Page Organizer - Foxit Software

$\tan \theta x \approx \theta x = \frac{f}{(L_x - x)}$, $\tan \theta y \approx \theta y = \frac{f}{(L_y - y)}$

$\mathbf{T_{int_3}} = M \times L_y \times \theta_x + 0.5M \times L_y \times \theta_x + M \times L_x \times \theta_y + 0.5M \times L_x \times \theta_y$

$\mathbf{T_{int_3}} = M \ f\left(\frac{3.75}{(3.5-x)} + \frac{1.75}{(3.5-x)} + \frac{3.75}{(3.5-y)} + \frac{1.74}{(3.5-y)}\right)$

$\mathbf{T_{int_3}} = M \ f\left(\frac{5.25}{(3,5-x)} + \frac{5,25}{(3,5-y)}\right)$

$\Sigma \mathbf{T_{int}} = M \ f\left(\frac{5,25}{x} + \frac{5,25}{y} + \frac{5,25}{(3.5-x)} + \frac{5.25}{(3.5-y)}\right)$

$\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int}$

$3.21q \ f = M \ f\left(\frac{5,25}{x} + \frac{5,25}{y} + \frac{5,25}{(3.5-x)} + \frac{5.25}{(3.5-y)}\right)$

$q = \left[\frac{2.57}{x} + \frac{2.57}{y} + \frac{2.57}{(3.5-x)} + \frac{2.57}{(3.5-y)}\right] M$

$$q = f(x,y)dx \begin{cases} \frac{dq}{dx} = 0 \\ \frac{dq}{dy} = 0 \end{cases} \begin{cases} -\frac{2.57}{x^2} + \frac{2.57}{(3.5-x)^2} = 0 \\ -\frac{2.57}{y^2} + \frac{2.57}{(3.5-y)^2} = 0 \end{cases}$$

Après le calcul on trouve : $\begin{cases} x = 1.74 \\ y = 1.74 \end{cases}$

$q = 2.97 \ M$

$$\begin{cases} p_u = 19.52 \text{ KN} \\ p_{ser} = 14.02 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} p_u = 2.97 \ M_u \\ p_{ser} = 2.97 \ M_{ser} \end{cases}$$

$\begin{cases} M_u = \frac{p_u}{11.71} \\ M_{ser} = \frac{p_{ser}}{11.71} \end{cases}$ Alors : $\begin{cases} M_u = 6.57 \ KN.m \\ M_{ser} = 4.72 \ KN.m \end{cases}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

2. Calcul de ferraillage:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m à l'état limite ultime.

Tableau III .29 : les données

Béton	f_{c28}=**25 MPa**	γ_b=**1,5**	σ_{bc}=**14.2 MPa**		**e=2.5 cm**
	f_{t28}=2,1 MPa	b=100 cm	h=20 cm		
Acie	FeE400	F_e=400 MPa	γ_s=1,15	μ_l = 0.392	$\overline{\sigma_s}$ = 348 Mpa

$\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$; $A=\frac{M_u}{\sigma_s.\beta.d}$ (cm^2) ; $A_{min}=\frac{B}{1000}$ avec : B = (b×h)

Tableau III .30 : Calcul de ferraillage de la dalle pleine

	M_u KN.m	**μ**	**β**	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{chois} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{final} (cm^2)	A (cm^2)
Travée	6.57	0.045	0.998	0	4.32	6HA12 =6.79	6.79	1.41	6HA12= 6.79	16
Appuis	6.57	0.045	0.998	0	4.32	6HA12 =6.79	6.79	1.41	6HA12= 6.79	16

Avec :

$\mu = 0.045 < \mu_l = 0.392$ alors : A'=0

$A_{choisi} = 6.79 > A_{min} = 1.5$……..(CV)

PDF Page Organizer - Foxit Software

3. Vérification :

3.a Vérification de l'espacement entre les aciers :

❖ **Armatures longitudinal :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$$

$$S_{t\,max} \leq \text{Min}\begin{cases} 3h = 45 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} = 33\text{cm}$$

$$S_{t\,min} = 2.5 \text{ cm}$$

$$2.5 \text{ cm} \leq S_t = 16 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{\textit{(C.V)}}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{t\,max} \leq \text{Min}\begin{cases} 4h = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} = 45\text{cm}$$

$$S_{tmin} = 2.5 \text{ cm}$$

$$2.5 \text{ cm} \leq S_t = 16 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(CV)}$$

3. b Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right]$$

$$V_x = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{2{,}97 \times 3{,}5 \times 3{,}5}{2 \times 3{,}5 + 3{,}5} = 3.46 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y} = \frac{2{,}97 \times 3{,}5 \times 3{,}5}{3 \times 3{,}5} = 3.46 \text{ KN}$$

On choisit le plus défavorable : Vu max =3.46 KN

PDF Page Organizer - Foxit Software

$\tau_u = \frac{Vu\ max}{b_0.d} = \frac{16.65 \times 10^3}{1000 \times 125} = 1.76$ MPa

la fissuration est peu nuisible **:**

$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ MPa\right] = 3.333$ MPa

donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ ..... **(C V)**

3.c. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

En prend la section calculée à L'ELU.

❖ **Détermination de la valeur de (y) *:***

$Y = \frac{-30\ A + \sqrt{900\ A^2 + 120\ b\ A\ d}}{2b}$

Y = 3.83 cm

❖ **Moment d'inertie :**

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

$I = 8243.29\ cm^4$

❖ **Détermination de la valeur de (K) :**

$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.72 \times 10^6}{8243.29 \times 10^4}$

$K = 0.0087\ N/mm^3$

$\sigma_b = K \times y$

$\sigma_b = 0.033\ MPa < \overline{\sigma_b} = 15\ MPa$ ..... **(C.V)**

La même Vérification pour travée et appuis.

➢ **Conclusion :**

Les armatures déterminées à L'état limite ultime conviennent.

3.d. Vérification de la flèche :

$M_0 = M_x = \frac{q_{ser} \times L_x^2}{8} = 21.64$ KN.m

$\frac{h}{l} = 0.036 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = 0.0027$ ..... **(C.V)**

$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0$

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.4.3.3- Calcul du deuxième type rectangulaire (type 2) :

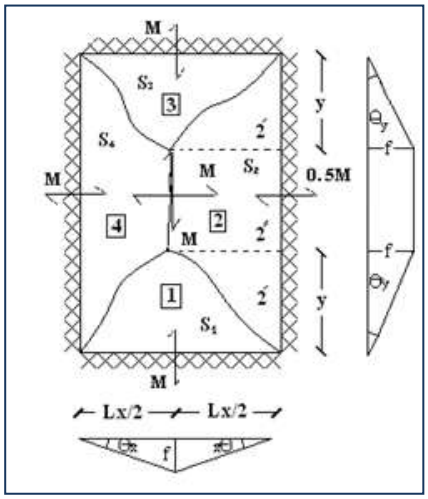


Figure III-25: Les lignes de rupture

1. **Calcul des actions:**

Tableau III .31 : l'action sur la dalle

		G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
Terrasse	**ELU**	6.86	1	**10.76**
	ELS			**7.86**
Courant	**ELU**	10.02	4	**19.52**
	ELS			**14.02**

G= 10.02 kn.m

Q= 1.5 kn.m

La dalle travaille sur deux direction carρ=LX/LY=160 /350=0.8>0.4

PDF Page Organizer - Foxit Software

1. a Travail externe :

Text =q.s.f ;

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité f.

Tableau III.32 : représente le Travail externe

éléments		Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1		0.8 y	f/3	qf(0.26y)
2	2`	0.4y	f/3	qf (0.13 y)
	2``	3.5-1.6 y	f/2	qf (1.75-0.8 y)
3		0.8 y	f/3	qf(0.26y))
4	4`	0.4y	f/3	qf (0.13 y)
	4``	3.5-1.6 y	f/2	qf (1.75-0.8 y)
			Somme	qf (3.5-0.82 y)

- **1. 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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau III.33 : représente le Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	1.6	f/y	1.6Mf/y
	-	0.5M	1.6	f/y	0.8Mf/y
2	+	M	3.5	1.25f	4.37Mf
	-	M	3.5	1.25f	4.37Mf
				somme	Mf(2.4/y+8.74)

- Principe du travail virtuel ***:***

Travail externe = Travail interne : (Σ Text= Σ Tint)

qf (3.5-0.82 y)= Mf(2.4/y+8.74)

M= q_u (3.5-0.82y)/ (2.4/y+8.74)

Il faut que : 0 < y <1.425m

dM/dy = 0 => $5.76y^2$ +4.12-10.32 = 0 => y=0.92m

Donc :

M_U= 0.92q_u

M_{ser}=0.92q_{ser}

Avec :

q_u =1.35*10.02 +1.5*4 = 19.52 KN

PDF Page Organizer - Foxit Software

q_{ser} = 10.02+4 = 14.02 KN

- ⇨ M_U=17.95 KN.m
- ⇨ M_{ser}= 12.89 KN.m

- **En travée** *:*

  $M_{U\,t}$ =15.25 KN.m

  $M_{ser\,t}$=10.95KN.m

- **En appuis** *:*

  $M_{U\,a}$ = 8.97KN.m

  $M_{ser\,a}$= 4.12KN.m

2. Calcul du ferraillage :

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple

b =100cm, h =20 cm ; c =2.5cm ; σ_b = 14,20MPa; σs = 348MPa.

- **A l'ELU :**

Tableau III.34: calcul du ferraillage a l'ELU

Position	sens	Mu (KN.m)	Acalculée (cm2)	Achoisi (cm2)	Espacement (cm)
Travée	X	15.25	2.70	5HA12=5.65	20
	Y	15.25	2.70	5HA12=5.65	20
Appuis	X	8.97	2.20	5HA12=5.65	20
	Y	8.97	2.20	5HA12=5.65	20

- **Vérification de l'espacement:**

S_t=100/5=20 cm on prend S_t=*20cm*

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

PDF Page Organizer - Foxit Software

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < St = 20cm < 33 cm (C.V).

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

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

3. Suivant Lx:

$\tau u = Vu_x / b.d_x \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u = (P_u * L_x * L_y)/ (2L_y + L_x) = 52.84$ KN

$\tau u = (52.84 * 10^3)/ (1000*175) = 0.30$ MPa

$\tau u = 0.30 \leq \overline{\tau} = 1.16$ MPa (CV).

4. Suivant Ly:

$\tau u = Vu_y / b.d_y \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa

$v_u = (P_u * L_x * L_y)/ (3L_y) = 43.28$ KN

$\tau u = (43.28 * 10^3)/ (1000*175) = 0.24$ MPa < 1.16MPa

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- **A l'ELS :**

Tableau III.35: Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	10.95	1.6	17.2	14.2	348	
Appuis	4.12	0.6	6.4	14.2	348	

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- **Sens x-x :**

$h/L_X = 0.20/1.6 = 0.12 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 …. (c v)

$h/L_X = 0.12 > M_t/(20M_x) = 0.08$ …….. (c v)

$A/(b*d) = 5.65/(100*17.5) = 0.0022 < 4/f_e = 0.01$ ……... (c v)

- **Sens y-y :**

$h/L_y = 0.057 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 ……. (c v)

$h/L_y = 0.057 > M_t/(20M_x) = 0.08$ ……..(cv)

$A/(b*d) = 5.65/(100*17.5) = 0.0022 < 4/f_e = 0.01$ …….. (c v)

PDF Page Organizer - Foxit Software

III.4.3.4 Calcul du troisième type carré (type 3) :

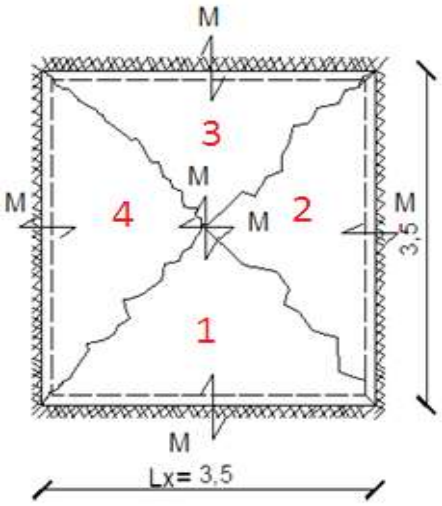


Figure III-26: Les lignes de rupture

1. **Calcul des actions:**

G= 10.02 kn.m

Q= 1.5 kn.m

La dalle travaille sur une seul direction ρ=LX/LY=350 /350=1>0.4

1. a Travail externe : Text =q.s.f **;**

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité f.

Tableau III.36 : Travail externe

éléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	3.06y	f/3	qf(1.02y)
2	3.06y	f/3	qf(1.02y)
3	3.06y	f/3	qf(1.02y)
4	3.06y	f/3	qf(1.02y)
		Somme	qf (4.08 y)

PDF Page Organizer - Foxit Software

1.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.

Tableau III.37 : Travail interne

Eléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	3.5	f/(Lx/2)	2Mfy
	-	M	3.5	f/(Lx/2)	2Mfy
2	+	M	3.5	f/(Ly/2)	2Mfy
	-	M	3.5	f/(Ly/2)	2Mfy
				somme	Mf(2.4/y+8.74)

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne : (Σ Text= Σ Tint)

qf (4.08 y)=8 Mf

$M= q_u (8 Mf) / (4.08 y)$

Il faut que : $0 < y < 1.425m$

$dM/dy = 0 \Rightarrow 0.24y^2 + 32.64y - 32.64 = 0 \Rightarrow y=0.99m$

Donc :

$M_U= 0.99q_u$

$M_{ser}=0.99q_{ser}$

Avec :

PDF Page Organizer - Foxit Software

q_u =1.35*10.02 +1.5*4 = 19.52 KN

q_{ser} = 10.02+4 = 14.02 KN

- ⇨ M_U=19.32 KN.m
- ⇨ M_{ser}= 13.87 KN.m

- **En travée :**

$M_{U\,t}$ =16.42 KN.m

$M_{ser\,t}$=11.78KN.m

- **En appuis :**

$M_{U\,a}$ = 5.80KN.m

$M_{ser\,a}$= 4.16KN.m

2. Calcule du ferraillage :

Pour une bande de 1m on calcule le ferraillage de la dalle sous la flexion simple

b =100cm, h =20 cm ; c =2.5cm ; σ_b = 14,20MPa; σs = 348MPa.

3. Vérification:

3.1 A l'ELU :

Tableau III.38: Calcul du ferraillage a l'ELU

Position	sens	Mu (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm2)	A_{choisi} (cm2)	Espacement (cm)
Travée	X	16.42	2.80	5HA12=5.65	20
	Y	16.42	2.80	5HA12=5.65	20
Appuis	X	5.80	2.20	5HA12=5.65	20
	Y	5.80	2.20	5HA12=5.65	20

PDF Page Organizer - Foxit Software

❖ **Vérification de l'espacement:**

S_t=100/5=20 cm on prend S_t=*20cm*

L'espacement maximal : $S_{p\,max} \leq$ Min [3h ,33cm]= 33cm

L'espacement minimal : $S_{p\,min}$ = 2.5cm

2,5 cm < St = 20cm < 33 cm (C.V).

❖ **Vérification de l'effort tranchant** *:*

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

Suivant Lx:

$\tau u = Vu_x / b.d_x \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa **(CBA93 A.5.2.2)**

$v_u = (P_u * L_x * L_y)/ (2L_y + L_x) = 22.77$ KN

$\tau u = (22.77 * 10^3)/ (1000*175) = 0.13$ MPa

$\tau u = 0.13 \leq \overline{\tau} = 1.16$ MPa (CV).

Suivant Ly:

$\tau u = Vu_y / b.d_y \leq \tau = 0.07\ Fc28 / 1.5 = 1.16$ MPa

$v_u = (P_u * L_x * L_y)/(3L_y) = 22.77$ KN

$\tau u = (22.77 * 10^3)/(1000*175) = 0.13$ MPa< 1.16MPa

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

PDF Page Organizer - Foxit Software

3.2 A l'ELS :

Tableau III.39: Vérification des contraintes *à* l'ELS

	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	13.87	2	22.1	14.2	348	
Appuis	4.16	0.6	6.6	14.2	348	

❖ **Vérification de la flèche** *:*

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- **Sens x-x :**

$h/L_X = 0.20/3.5 = 0.057 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 …… *(*c v)

$h/L_X = 0.057 > M_t /(20M_x) = 0.08$ …… (cv)

$A/(b*d) = 5.65/(100*17.5) = 0.0022 < 4/f_e = 0.01$ ……... (cv)

- **Sens y-y :**

$h/L_y = 0.057 > 1/27$ a $1/35 = 0.037$ à 0.028 …….. (c v)

$h/L_y = 0.057 > M_t /(20M_x) = 0.08$ …… (cv)

$A/(b*d) = 5.65/(100*17.5) = 0.0022 < 4/f_e = 0.01$ …….. (cv)

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE IV

L'Etude dynamique

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.1- Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré 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 :

IV.2.1- 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.2.1.a- 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 :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré

PDF Page Organizer - Foxit Software

- 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.

Tableau IV -1 : Calcule du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
32.30	3315.043	23483.76	27982.27	7.084	**8.441**
28.05	4332.905	30455.98	35828.79	7.029	**8.269**
23.80	3921.512	29525.06	34756.36	7.529	**8.863**
19.55	3921.535	29525.23	34756.56	7.529	**8.863**
15.30	3921.512	29525.06	34756.36	7.529	**8.863**
11.05	4166.015	30491.06	39393.83	7.319	**9.456**
6.80	4307.402	32249.51	41527.66	7.487	**9.641**
3.40	**4019.422**	**29707.54**	**38690.95**	**7.391**	**9.626**

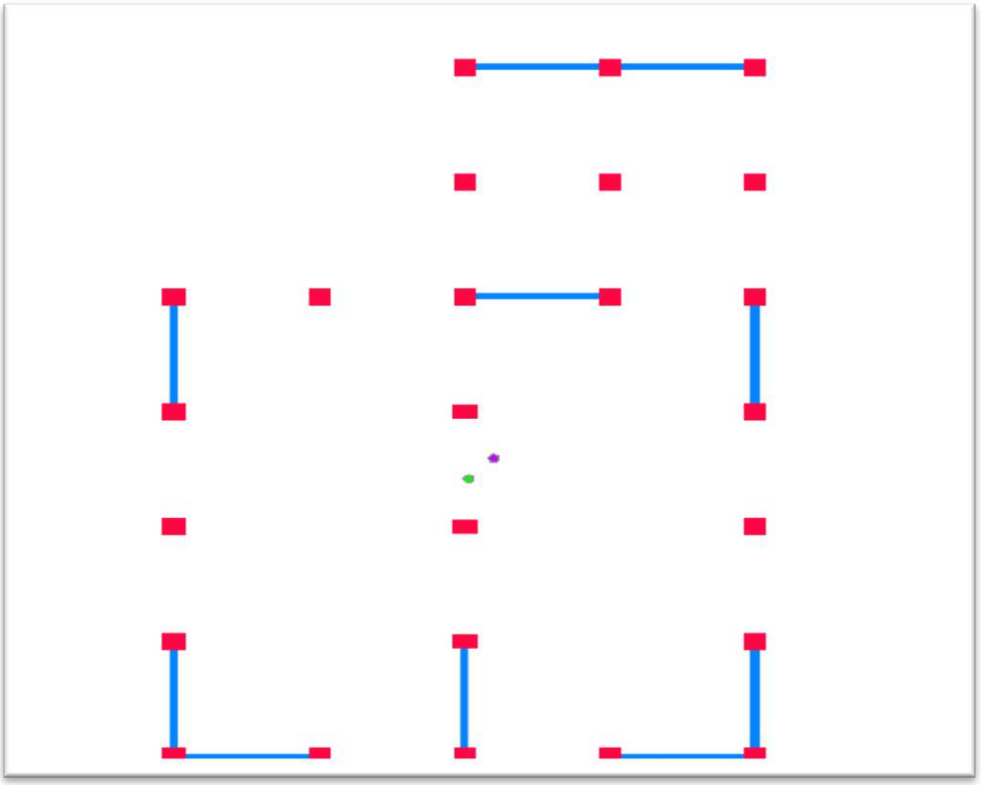


Figure IV -1 : disposition des voiles du bloc A

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.2.1.b- 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 :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 : **[4]**
  - 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 : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

PDF Page Organizer - Foxit Software

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 centre 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.

H: hauteur d'étage

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$: 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..

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \qquad \text{si } \xi = 0.$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

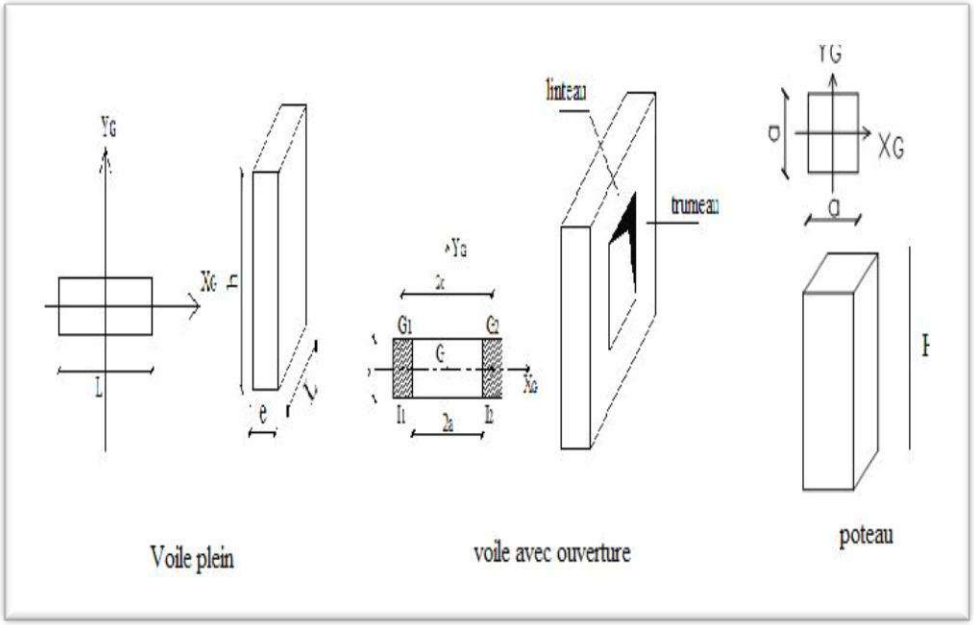


Figure IV -2 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV -2 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+32.3	$1.528*10^5$	$5.124*10^4$	$433.43*10^3$	$143.70*10^4$	8.459	**9.405**
+28.05	$1.533*10^5$	$1.074*10^5$	$120.85*10^4$	$155.90*10^4$	11.253	**10.170**
+23.80	$2.056*10^5$	$1.580*10^5$	$177.26*10^4$	$214.64*10^4$	11.219	**10.440**
+19.55	$2.603*10^5$	$2.153*10^5$	$235.88*10^4$	$279.17*10^4$	10.956	**10.725**
+15.30	$3.473*10^5$	$2.598*10^5$	$253.53*10^4$	$397.45*10^4$	9.759	**11.444**
+11.05	$5.693*10^5$	$6.821*10^5$	$508.57*10^4$	$460.22*10^4$	7.456	**8.084**
-6.80	$5.772*10^6$	$4.410*10^7$	$4841.17*10^5$	$352.84*10^5$	10.979	**6.113**
-3.40	**$5.803*10^6$**	**$3.475*10^7$**	**$2964.52*10^5$**	**$253.30*10^4$**	**8.531**	**4.365**

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.2.1.c- Excentricité :

❖ **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 IV -3 : Calcul du centre de torsion et Excentricité

	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)**
+32.3	7.084	9.459	2.375	8.441	9.405	**0.964**
+28.05	7.029	11.253	4.224	8.269	10.170	**1.901**
+23.8	7.529	11.219	3.690	8.863	10.440	**1.577**
+19.55	7.529	10.956	3.427	8.863	10.725	**1.862**
+15.30	7.529	9.759	2.230	8.863	11.444	**2.581**
+11.05	7.319	9.456	2.137	9.456	8.084	**1.372**
-6.80	7.487	10.979	3.492	9.641	8.113	**1.528**
-3.40	**7.391**	**9.531**	**2.140**	**9.626**	**7.365**	**2.261**

❖ **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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV -4: Calcul de l'excentricité

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+32.3	16.00	21.35	0.8	**1.07**
+28.05	16.00	21.35	0.8	**1.07**
+23.80	16.00	21.35	0.8	**1.07**
+19.55	16.00	21.35	0.8	**1.07**
+15.30	16.00	21.35	0.8	**1.07**
+11.05	16.00	21.35	0.8	**1.07**
-6.80	16.00	21.35	0.8	**1.07**
-3.40	**16.00**	**21.35**	**0.8**	**1.07**

❖ **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.

Tableau IV -5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$\mathbf{E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}}$
+32.3	2.375	0.8	3.175	0.964	1.07	**2.034**
+28.05	4.224	0.8	5.024	1.901	1.07	**2.971**
+23.80	3.690	0.8	4.490	1.577	1.07	**2.647**
+19.55	3.427	0.8	4.227	1.862	1.07	**2.932**
+15.30	2.230	0.8	3.030	2.581	1.07	**3.651**
+11.05	2.137	0.8	2.937	1.372	1.07	**2.442**
+6.80	3.492	0.8	4.392	1.528	1.07	**2.598**
-3.40	**2.140**	**0.8**	**2.94**	**2.261**	**1.07**	**3.331**

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV. 2.2- Choix de la méthode de calcul :

IV. 2.2.a- 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 ***(10 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 'SAP'.

IV.2.2.b- Méthode dynamique modale spectrale :

- **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.

- **Modélisation :**

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

PDF Page Organizer - Foxit Software

❖ **Le spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

- **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 III, groupe d'usage 1B) ➔ A = 0,3.

- **facteur de correction d'amortissement η:**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

- **coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de L'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum. (R=4)

- **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 :

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV -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	Non	0.05	Non	**0.05**
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	**0**
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	**0.05**
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	**0**
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	**0**
6	**Contrôle de la qualité de l'exécution**	**Oui**	**0**	**Oui**	**0**

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

- **<u>périodes caractéristiques</u>**

:[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

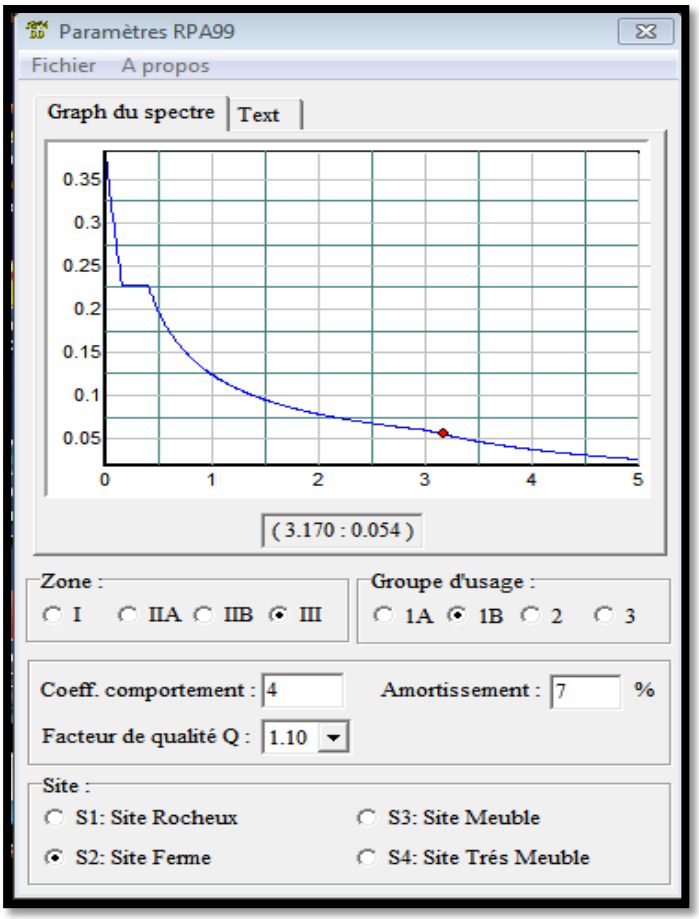


Figure IV -3 : Spectre de réponse

IV.2.2.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

PDF Page Organizer - Foxit Software

1. Vérification de comportement :

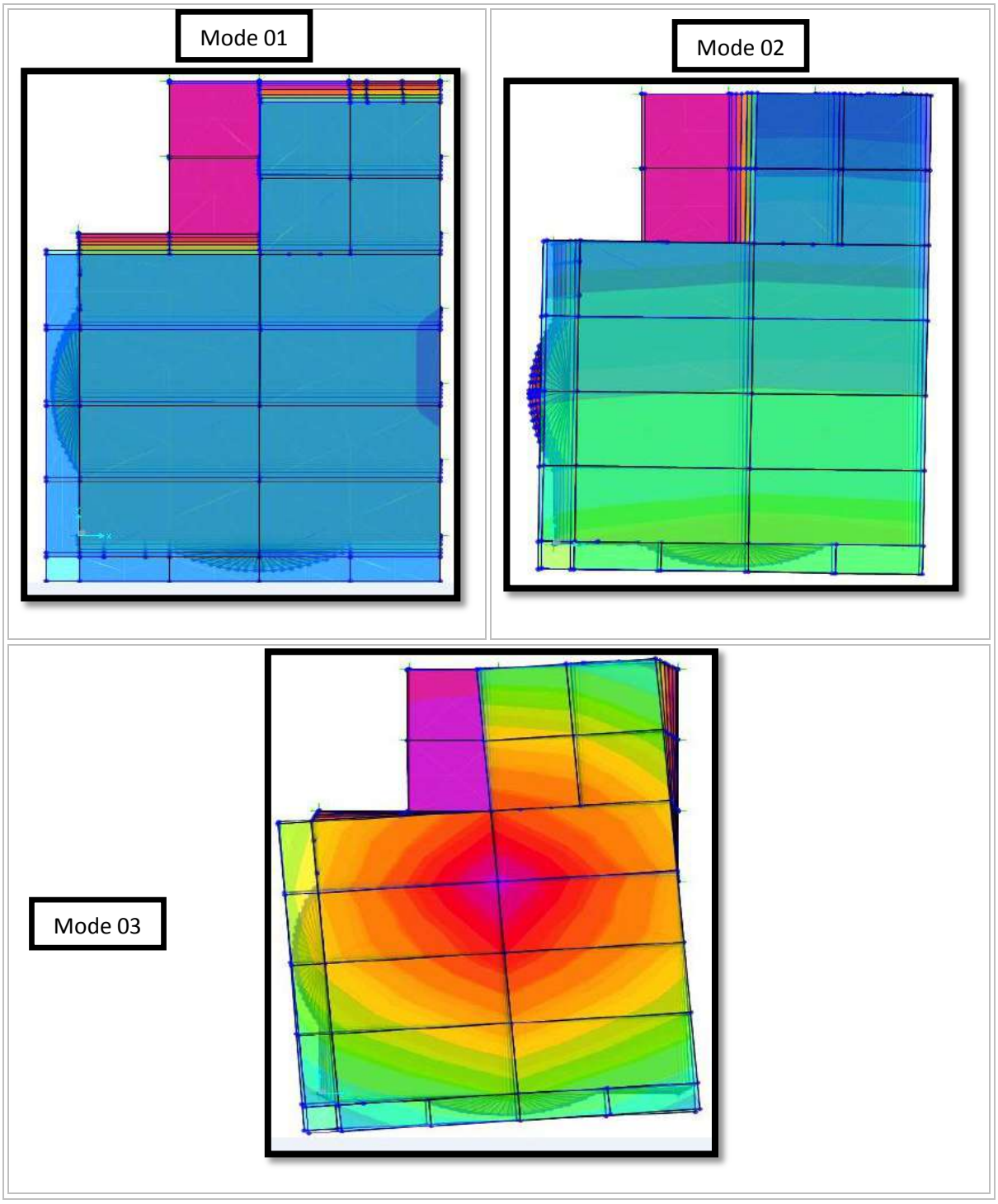


Figure IV -4 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant de l'axe Y	**translation suivant l'axe X**	**rotation pure autour de l'axe Z**

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 IV -8: Coefficient de participation

Mode	Péroide(s)	Sum Ux	Sum Uy
Mode 1	0.80	0.10%	51.08%
Mode 2	0.58	52.49%	51.17%
Mode 3	0.47	54.40%	51.18%
Mode 4	0.17	54.44%	65.99%
Mode 5	0.14	70.42%	66.02%
Mode 6	0.10	71.06%	66.04%
Mode 7	0.10	71.06%	66.04%
Mode 8	0.10	71.06%	66.04%
Mode 9	0.08	71.13%	66.04%
Mode 10	0.08	71.13%	66.04%
Mode 11	0.07	71.14%	66.05%
Mode 12	0.07	71.19%	66.80%
Mode 13	0.07	71.22%	73.03%
Mode 14	0.07	71.24%	73.12%
Mode 15	0.06	72.07%	73.12%
Mode 16	0.06	82.05%	73.14%
Mode 17	0.06	82.19%	73.31%
Mode 18	0.06	82.29%	73.31%

PDF Page Organizer - Foxit Software

Mode 19	0.06	82.31%	73.31%
Mode 20	0.06	82.35%	73.32%
Mode 21	0.05	82.51%	73.32%
Mode 48	0.03	92.33%	80.27%
Mode 49	0.03	92.36%	80.27%
Mode 50	0.03	92.43%	80.28%
Mode 51	0.03	92.46%	80.28%
Mode 52	0.03	92.50%	80.30%
Mode 53	0.03	92.54%	84.32%
Mode 54	0.03	92.95%	89.65%
Mode 55	0.03	93.20%	89.68%
Mode 56	0.03	95.77%	90.08%

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 56ème mode.

3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de SAP 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 :

$T=0.09*hN/\sqrt{D}$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
- Tx= 0.629s
- Ty=0.726s

Tableau IV -9 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.629	0.80	0.81	**OUI**
Y	**0.726**	**0.80**	**0.94**	**OUI**

PDF Page Organizer - Foxit Software

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]

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

*** 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

$$A = 0{,}3$$

- **D :** facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7

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 :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Dx=1.32

Dy=1.32

- **R :** coefficient de comportement global de la structure

R = 4

- **Q :** facteur de qualité

$Q_x=Q_y=1.1$

- **W :** poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2

W= 33988.235 kN

Tableau IV -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)
0.3	**1.32**	**1.32**	**4**	**1.1**	**1.1**	**33988.235**	**4350.494**	**4350.494**

Tableau IV- 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	4350.494	4066.631	3480.39	**OUI**
Y	**4350.494**	**4066.631**	**3480.39**	**OUI**

PDF Page Organizer - Foxit Software

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 : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

- **X_G , Y_G :** les coordonnées du centre de gravité de la structure
- **Wi :** la masse de plancher dans chaque niveau

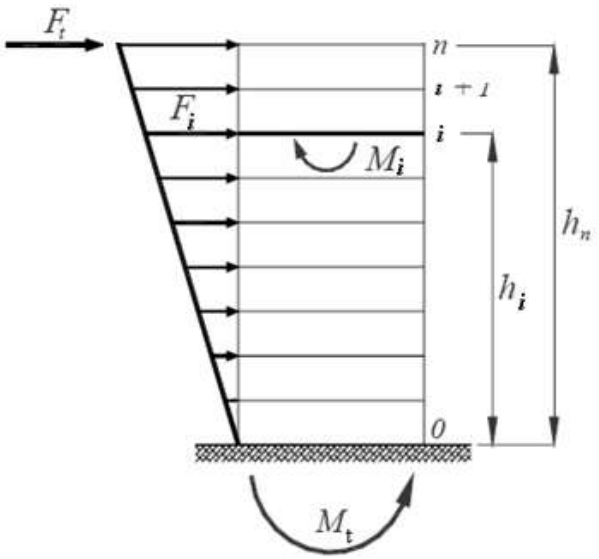


Figure IV -5 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

PDF Page Organizer - Foxit Software

5.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,629 s → Ft = 0
- TY = 0,726s → Ft = 0

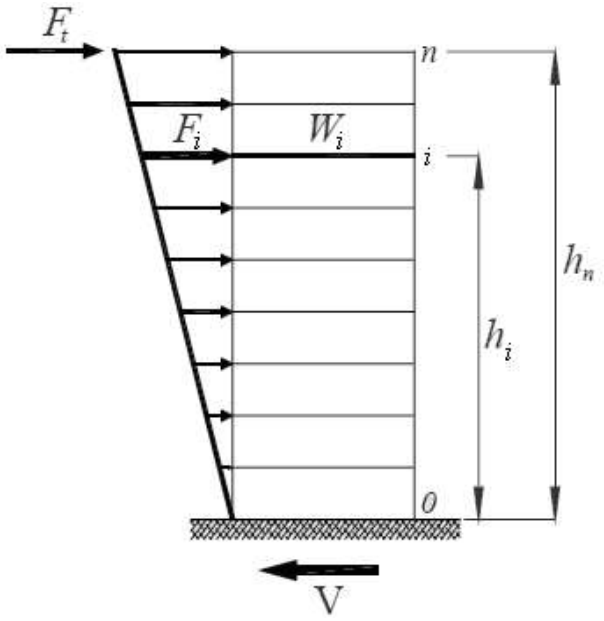


Figure IV -6 : Distribution des forces sismiques

Donc:

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

V_X =4350.494kN

V_Y =4350.494kN

Tableau- IV 12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)
32.3	3315.096	107077.611	**681.576**
28.05	4332.975	121539.947	**773.632**
23.80	3921.575	93333.496	**594.091**
19.55	3921.598	76667.247	**488.006**
15.30	3921.575	60000.105	**381.916**
11.05	4166.082	46035.205	**293.026**
6.80	4307.471	29290.806	**186.443**
3.40	4019.486	13666.254	**86.989**
SOMME		**547610.671**	**3485.679**

PDF Page Organizer - Foxit Software

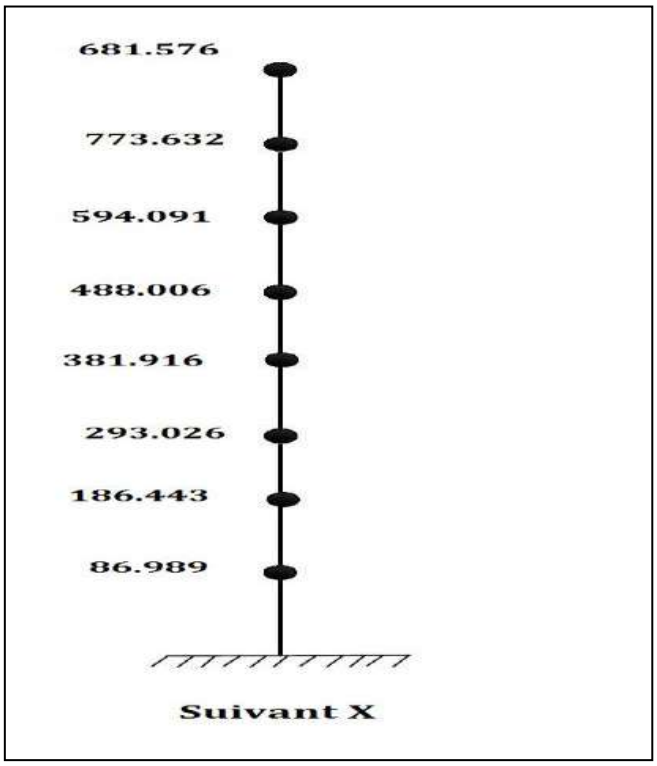


Figure- IV 7 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X

Tableau IV -13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{iy} (kN)
32.3	3315.096	107077.611	**681.785**
28.05	4332.975	121539.947	**733.839**
23.80	3921.575	93333.496	**594.250**
19.55	3921.598	76667.247	**488.137**
15.30	3921.575	60000.105	**382.018**
11.05	4166.082	46035.205	**293.104**
6.80	4307.471	29290.806	**186.493**
3.40	4019.486	13666.254	**87.012**
SOMME		**547610.671**	**3446.638**

PDF Page Organizer - Foxit Software

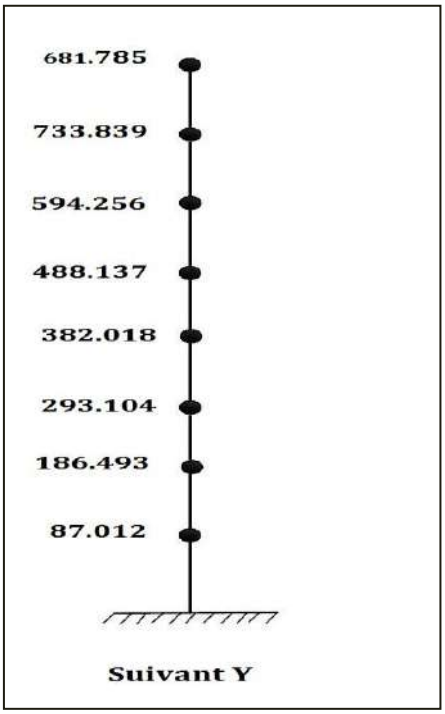


Figure IV- 8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant

5.2 Moment de renversement :

Tableau IV -14 : calcul du moment de renversement

Niveau(m)	Hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
3.4	3.4	86.989	87.012	295.841	295.763
6.8	6.8	186.443	186.493	1268.152	1267.812
11.05	11.05	293.026	293.104	3238.799	3237.937
15.3	15.3	381.916	382.018	5844.875	5843.315
19.55	19.55	488.006	488.137	9543.078	9540.517
23.8	23.8	594.091	594.25	14143.15	14139.366
28.05	28.05	773.632	733.839	21706.184	21700.378
32.3	32.3	681.576	681.758	22020.783	22014.905
∑Mr				**78060.862**	**78039.993**

PDF Page Organizer - Foxit Software

5.3 Moment stabilisant :

Tableau IV- 15 : calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G(m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
3.4	4019.486	7.084	8.441	33928.48	28474.03
6.8	4307.471	7.029	8.269	35618.47	30277.21
11.05	4166.082	7.529	8.863	36923.98	31366.43
15.3	3921.575	7.529	8.863	34756.91	29525.53
19.55	3921.598	7.529	8.863	34757.12	29525.71
23.8	3921.575	7.319	9.456	37082.41	28702.00
28.05	4332.975	7.487	9.641	41774.21	32440.98
32.3	3315.096	7.391	9.626	31911.14	24501.87
∑Mst				**286752.72**	**234813.76**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_o} \geq 1{,}5$

Tableau IV -16 : Vérification de stabilisation

Ms_{tx} (kN.m)	Ms_{ty} (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	Ms_{tx}/M_{rx}	Ms_{ty}/M_{ry}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
286752.72	234813.76	78060.86	78039.99	3.67	3.00	**OUI**

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.

PDF Page Organizer - Foxit Software

- 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:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- **he** : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV -17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-etage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
32.3	2.98	4	11.92	1.88	4.25	ok
28.05	2.51	4	10.04	2.04	4.25	ok
23.8	2	4	8	2.12	4.25	ok
19.55	1.47	4	5.88	2.12	4.25	ok
15.3	0.94	4	3.76	1.88	4.25	ok
11.05	0.47	4	1.88	1.36	4.25	ok
6.8	0.13	4	0.52	0.32	3.4	ok
3.4	0.05	4	0.2	0.2	3.4	ok

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-etage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
32.3	4.15	4	16.6	3.12	4.25	ok
28.05	3.37	4	13.48	3.24	4.25	ok
23.8	2.56	4	10.24	3.24	4.25	ok
19.55	1.75	4	7	3	4.25	ok
15.3	1	4	4	2.44	4.25	ok
11.05	0.39	4	1.56	1.44	4.25	ok
6.8	0.03	4	0.12	0.08	3.4	ok
3.4	0.01	4	0.04	0.04	3.4	ok

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 :

$$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\mathbf{\Delta_k}$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, 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 :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -19 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Poids Nz (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	δ inter-etage (cm)	H (cm)	θ	θ≤ 0.10
3569.87	1567.072	1.88	3230	0.001	C V
7629.275	1336.816	2.04	2805	0.004	C V
11443.927	1636.362	2.12	2380	0.006	C V
15298.787	1937.372	2.12	1955	0.009	C V
19062.037	2293.14	1.88	1530	0.010	C V
23521.837	3024.194	1.36	1105	0.010	C V
21340.009	4515.057	0.32	680	0.002	C V
24247.619	3421.418	0.2	340	0.004	C V

Tableau IV -20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Poids Nz (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	δ inter-etage (cm)	H (cm)	θ	θ≤ 0.10
3431.231	1530.662	3.12	3230	0.001	C V
7686.562	1852.748	3.24	2805	0.003	C V
11589.568	2345.54	3.24	2380	0.004	C V
15568.005	3002.624	3	1955	0.006	C V
19449.934	3906.852	2.44	1530	0.006	C V
24022.625	4895.285	1.44	1105	0.006	C V
28264.754	9986.366	0.08	680	0.001	C V
32249.855	3926.52	0.04	340	0.005	C V

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.3- Bloc B :

Le calcul dynamique pour le bloc B sera mène 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.

IV.3.1- Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.3.1.a- Centre de masse :

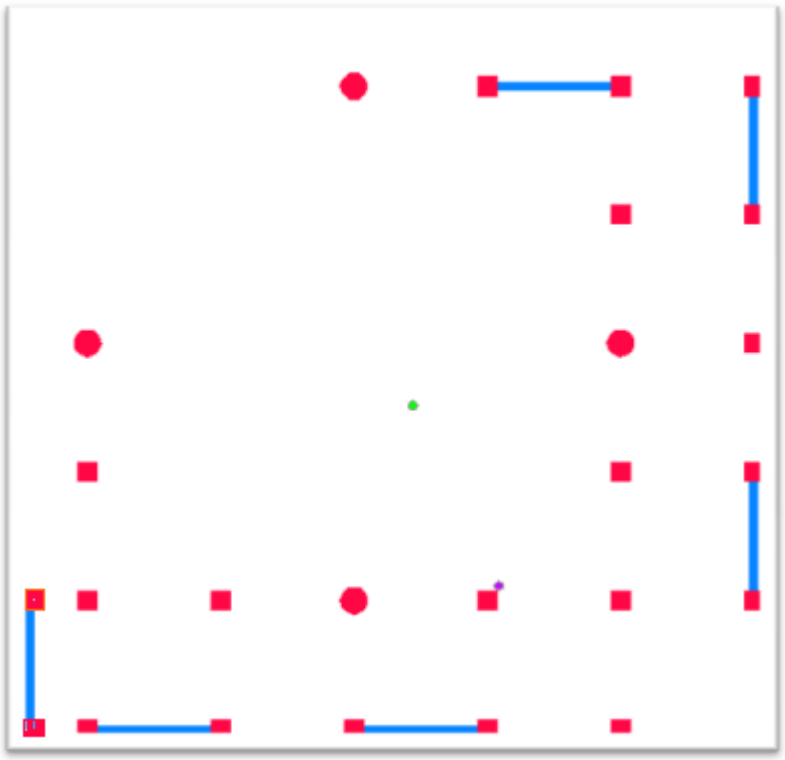


Figure IV- 9 : disposition des voiles du bloc B

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -21 : Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
32.3	4259.255	35449.77	38780.51	8.323	**9.105**
28.05	5037.553	43141.60	44416.10	8.564	**8.817**
23.8	5095.311	43666.81	44884.59	8.570	**8.809**
19.55	5095.311	43666.81	44884.59	8.570	**8.809**
15.30	6165.914	52595.24	54691.65	8.530	**8.870**
11.05	4814.473	43518.02	40147.89	9.039	**8.339**
6.80	5740.595	53559.75	50121.13	9.330	**8.731**
3.40	**5260.097**	**49792.07**	**46399.31**	**9.466**	**8.821**

IV.3.1.b- Centre de torsion :

Tableau IV -22 : 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)
+32.3	$2.377*10^5$	$4.096*10^4$	$391.74*10^3$	$895.89*10^3$	9.564	**3.769**
+28.05	$2.502*10^5$	$1.043*10^5$	$112.60*10^4$	$980.03*10^3$	10.796	**3.917**
+23.80	$5.077*10^5$	$1.638*10^5$	$170.87*10^4$	$199.93*10^4$	10.432	**3.938**
+19.55	$9.425*10^5$	$2.434*10^5$	$256.49*10^4$	$376.05*10^4$	10.538	**3.990**
+15.30	$1.806*10^5$	$4.378*10^6$	$436.35*10^5$	$759.42*10^3$	9.967	**4.205**
+11.05	$5.711*10^6$	$1.020*10^6$	$113.25*10^5$	$314.96*10^5$	11.103	**5.515**
-6.80	$5.942*10^7$	$3.915*10^6$	$437.81*10^5$	$357.58*10^6$	11.183	**6.018**
-3.40	**$4.813*10^7$**	**$3.092*10^6$**	**$346.79*10^5$**	**$294.26*10^6$**	**11.216**	**6.114**

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.3.1.c- Excentricité :

❖ **Excentricité théorique (statique) :**

Tableau IV -23 : 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)**
+32.3	8.323	9.564	1.241	9.105	3.769	**5.336**
+28.05	8.564	10.796	2.232	8.817	3.917	**4.90**
+23.8	8.570	10.432	1.862	8.809	3.938	**4.871**
+19.55	8.570	10.538	1.968	8.809	3.990	**4.819**
+15.30	8.530	9.967	1.437	8.870	4.205	**4.665**
+11.05	9.039	11.103	2.064	8.339	4.515	**3.824**
-6.80	9.330	11.183	1.853	8.731	3.018	**5.713**
-3.40	**9.466**	**11.216**	**1.75**	**8.822**	**4.114**	**4.708**

❖ **Excentricité accidentelle :** [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Tableau IV -24 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
+32.3	16.00	16.00	0.8	**0.8**
+28.05	16.00	16.00	0.8	**0.8**
+23.80	16.00	16.00	0.8	**0.8**
+19.55	16.00	16.00	0.8	**0.8**
+15.30	16.00	16.00	0.8	**0.8**
+11.05	16.00	16.00	0.8	**0.8**
-6.80	16.00	16.00	0.8	**0.8**
-3.40	**16.00**	**16.00**	**0.8**	**0.8**

PDF Page Organizer - Foxit Software

❖ **Effets de la torsion accidentelle :** [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Tableau IV -25 : Calcule d'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
+32.3	1.241	0.8	2.041	5.336	0.8	**6.136**
+28.05	2.232	0.8	3.032	4.90	0.8	**5.70**
+23.80	1.862	0.8	2.662	4.871	0.8	**5.671**
+19.55	1.968	0.8	2.768	4.819	0.8	**5.619**
+15.30	1.437	0.8	2.237	4.665	0.8	**5.465**
+11.05	2.064	0.8	2.864	3.824	0.8	**4.624**
+6.80	1.853	0.8	2.653	5.713	0.8	**6.513**
-3.40	**1.750**	**0.8**	**2.550**	**4.708**	**0.8**	**5.508**

IV. 3.2 - Modélisation :

- **Coefficient d'accélération A :** [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 1b) = 0,3

- **Facteur de correction d'amortissement η:**

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

- **Coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]**

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003 : R = 4

- **facteur de qualité Q :** [RPA : Tab.4.4.]

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -26 : 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	NON	0.05	NON	**0.05**
2	Redondance en plan	NON	O.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 :

$$Q_X = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}1 = 1{,}1$$

- **périodes caractéristiques :**

[RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

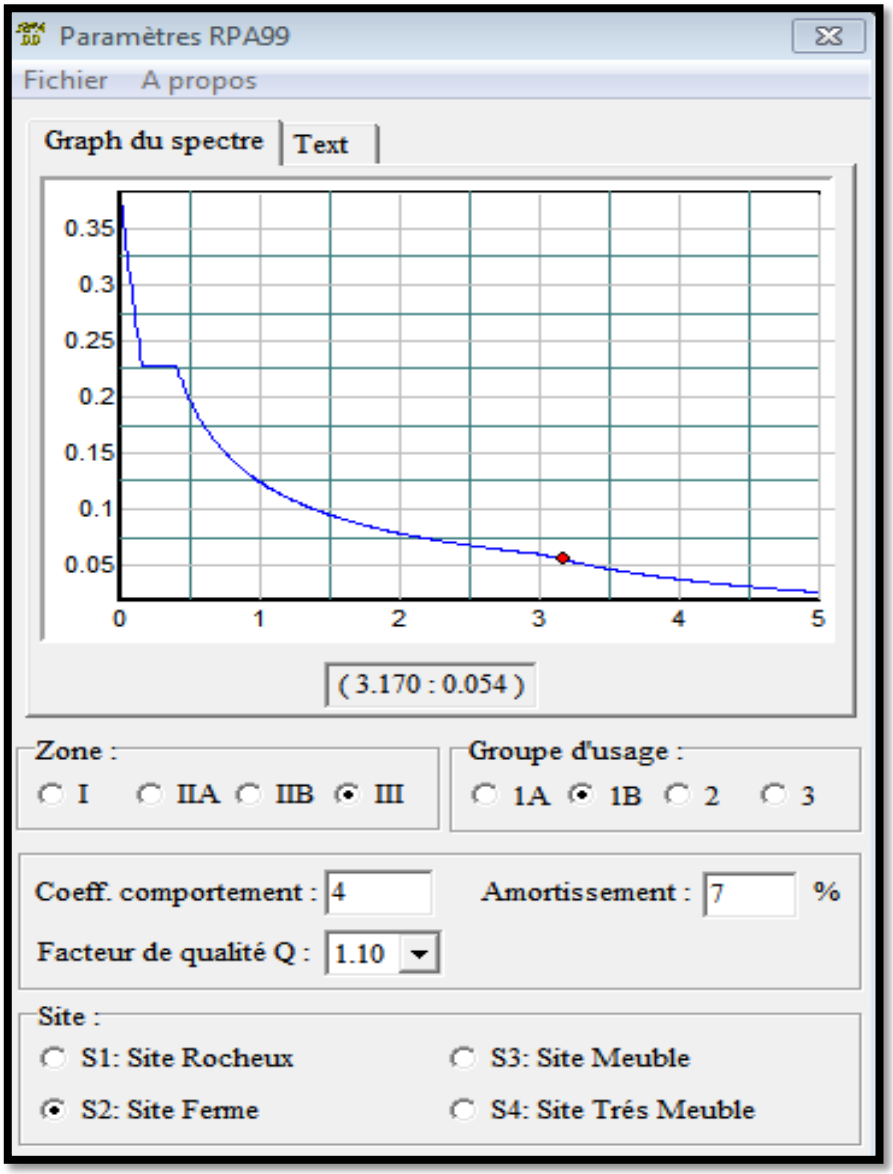
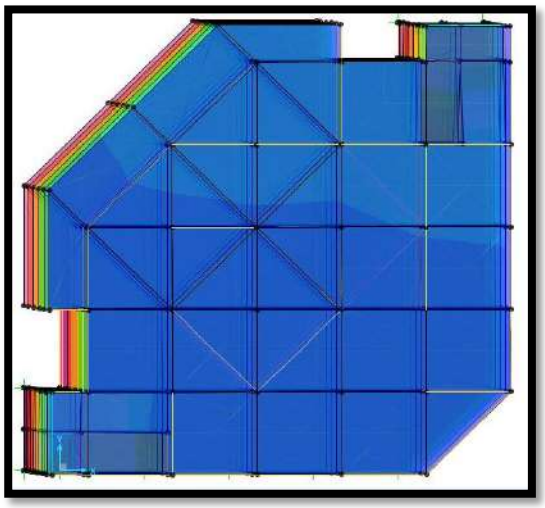


Figure IV- 10 : Spectre de réponse

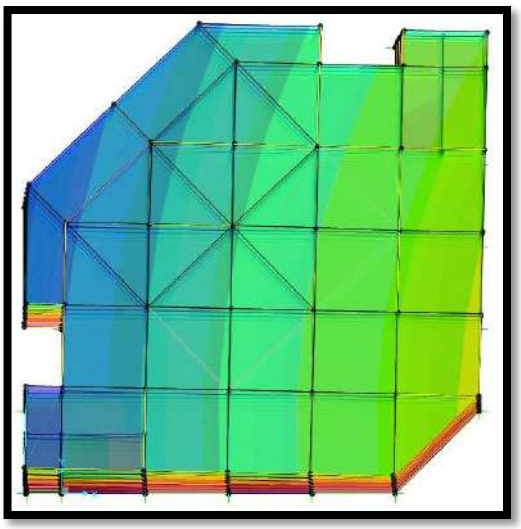
PDF Page Organizer - Foxit Software

IV.3.3- Résultats de l'analyse dynamique :

IV.3.3.a- Vérification de comportement :



Mode 01



Mode 02

Mode 03

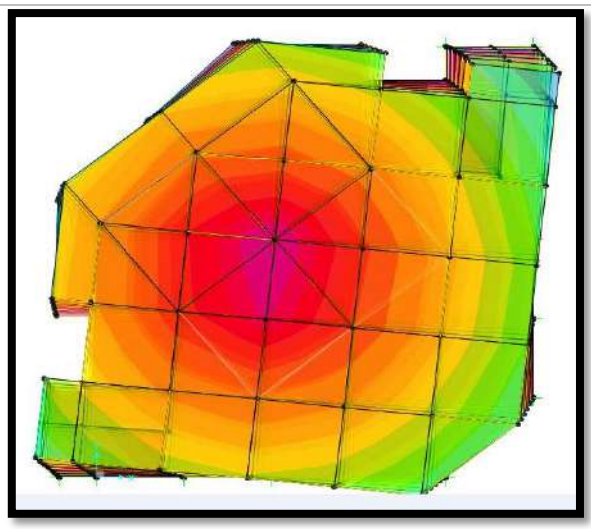


Figure IV -11: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -27 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant de l'axe X	**translation suivant de l'axe Y**	**rotation autour de l'axe Z**

IV. 3.3.b- Vérification de participation massique :

Tableau IV -28 : Coefficient de participation massique

Mode	Période(s)	Sum Ux	Sum Uy
Mode 1	0.726	0.018	0.675
Mode 2	0.597	0.737	0.693
Mode 3	0.448	0.737	0.724
Mode 4	0.193	0.738	0.731
Mode 5	0.192	0.750	0.868
Mode 6	0.181	0.752	0.868
Mode 7	0.175	0.752	0.868
Mode 8	0.170	0.752	0.868
Mode 9	0.160	0.893	0.884
Mode 10	0.153	0.900	0.886
Mode 11	0.150	0.900	0.886
Mode 12	0.139	0.900	0.886
Mode 13	0.135	0.900	0.886
Mode 14	0.132	0.900	0.886
Mode 15	0.122	0.900	0.886
Mode 16	0.116	0.900	0.886
Mode 17	0.111	0.908	0.897
Mode 18	0.110	0.908	0.897
Mode 19	0.108	0.909	0.901

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après les 19eme modes.

PDF Page Organizer - Foxit Software

IV. 3.3.c- Vérification des périodes :

Tx= 0.658 s

Ty=0.658 s

Tableau IV- 29 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.658	0.726	0.855	**OUI**
Y	**0.658**	**0.726**	**0.855**	**OUI**

IV. 3.3.d- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

❖ **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]**

➢ **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,3

➢ **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

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= 1.48 Dy= 1.48

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **R :** coefficient de comportement global de la structure

$$R = 4$$

- **Q :** facteur de qualité

$$Q_x = Q_y = 1.1$$

- **W :** poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 **Tableau IV .5** **W**=44129.379 kN

Tableau IV -30 : 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)
0.3	**1.48**	**1.48**	**4**	**1.1**	**1.1**	**44129.379**	**5736.819**	**5736.819**

Tableau IV -31 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	5736.819	5026.84	4589.45	**OUI**
Y	**5736.819**	**4932.25**	**4589.45**	**OUI**

IV. 3.3.e- Vérification de la stabilité au renversement :

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :** [Art4.2.5]

On a: $TX = 0{,}665\ s \rightarrow Ft = 0$

$TY = 0{,}665\ s \rightarrow Ft = 0$

$V_X = 5736.819kN$

$V_Y = 5736.819kN$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -32 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{ix} (kN)
32.3	4259.324	137576.162	**940.059**
28.05	5037.634	141305.634	**965.543**
23.80	5095.393	121270.36	**828.642**
19.55	5095.393	99614.939	**680.67**
15.30	6166.013	94339.999	**644.626**
11.05	4814.551	53200.789	**363.522**
6.80	2545.537	173009.654	**118.277**
3.40	2373.351	8069.395	**55.138**
SOMME		**672686.931**	**4596.477**

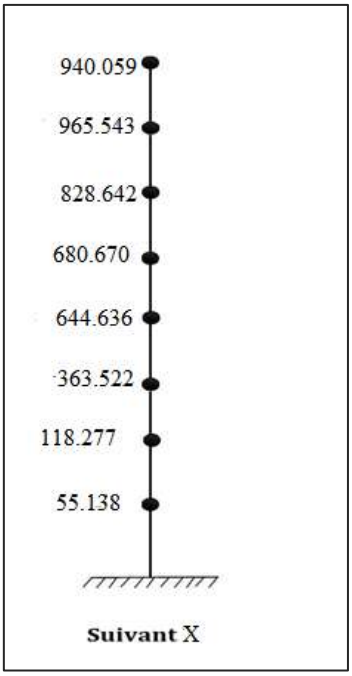


Figure IV -12 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant X

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -33 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	F_{iy} (kN)
32.3	4259.324	137576.162	**939.859**
28.05	5037.634	141305.634	**965.337**
23.80	5095.393	121270.36	**828.465**
19.55	5095.393	99614.939	**680.525**
15.30	6166.013	94339.999	**644.489**
11.05	4814.551	53200.789	**363.444**
6.80	2545.537	173009.654	**118.252**
3.40	2373.351	8069.395	**55.126**
SOMME		**672686.931**	**4595.497**

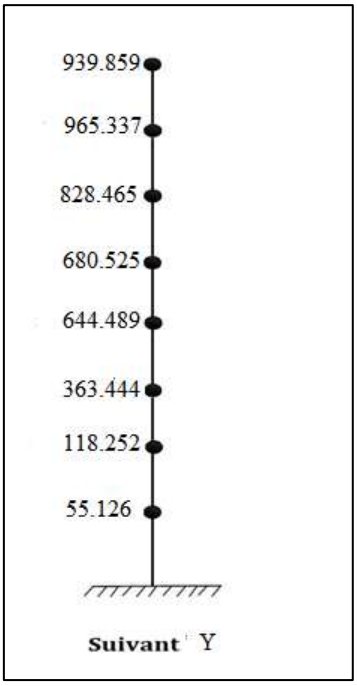


Figure IV -13 : Concentration des forcessismiques aux étages suivant Y

PDF Page Organizer - Foxit Software

❖ **Moment de renversement :**

Tableau IV -34 : calcul du moment de renversement

Niveau(m)	Hi (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mrx (KN.m)	Mry (KN.m)
3.4	3.4	55.138	55.126	187.428	187.469
6.8	6.8	118.277	118.252	804.114	804.284
11.05	11.05	363.522	363.444	4016.056	4016.918
15.3	15.3	644.626	644.489	9860.682	9862.778
19.55	19.55	680.67	680.525	13304.264	13307.098
23.8	23.8	828.642	828.465	19717.467	19721.68
28.05	28.05	965.543	965.337	27077.703	27083.481
32.3	32.3	940.059	939.859	30357.446	30363.906
∑Mr				**105325.16**	**105347.614**

❖ **Moment stabilisant :**

Tableau IV -35 : calcul du moment stabilisant

Niveau(m)	Wi (KN)	X_G (m)	Y_G(m)	Msx (KN.m)	Msy (KN.m)
3.4	2373.351	9.466	8.821	20935.32	22466.14
6.8	2545.537	9.330	8.731	22225.08	23749.86
11.05	4814.551	9.039	8.339	40148.54	43518.72
15.3	6166.013	8.530	8.870	54692.53	52596.09
19.55	5095.393	8.570	8.809	44885.31	43667.51
23.8	5095.393	8.570	8.809	44885.31	43667.51
28.05	5037.634	8.564	8.817	44416.81	43142.29
32.3	4259.324	8.323	9.105	38781.14	35450.35
∑Mst				**310970.04**	**308258.47**

PDF Page Organizer - Foxit Software

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV -36 : Vérification de stabilisation

Ms_{tx} (kN.m)	Ms_{ty} (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	Ms_{tx}/M_{rx}	Ms_{ty}/M_{ry}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
310970.04	**308258.47**	**105325.16**	**105347.614**	**2.95**	**2.92**	**OUI**

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis –à- vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 3.3.f- Vérification des déplacements :

Tableau IV -37 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-etage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
32.3	2.4	4	9.6	1.68	4.25	ok
28.05	1.98	4	7.92	1.8	4.25	ok
23.8	1.53	4	6.12	1.8	4.25	ok
19.55	1.08	4	4.32	1.76	4.25	ok
15.3	0.64	4	2.56	1.52	4.25	ok
11.05	0.26	4	1.04	1	4.25	ok
6.8	0.01	4	0.04	0.04	3.4	ok
3.4	0	4	0	0	3.4	ok

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -38 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau(m)	δ théorique (cm)	R	δ réel (cm)	δ inter-etage (cm)	δ adm (cm)	Vérification
32.3	4.17	4	16.68	2.96	4.25	ok
28.05	3.43	4	13.72	3.12	4.25	ok
23.8	2.65	4	10.6	3.2	4.25	Ok
19.55	1.85	4	7.4	3.08	4.25	Ok
15.3	1.08	4	4.32	2.68	4.25	Ok
11.05	0.41	4	1.64	1.64	4.25	Ok
6.8	0	4	0.04	0	3.4	Ok
3.4	0	4	0.02	0	3.4	Ok

IV. 3.3.g- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Tableau IV -39 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Poids Nz (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	δ inter-etage (cm)	H (cm)	θ	θ≤ 0.10
4545.617	1385.151	1.68	3230	0.002	C V
9146.227	1683.14	1.8	2805	0.003	C V
14345.13	2275.444	1.8	2380	0.005	C V
19559.945	2845.607	1.76	1955	0.006	C V
25314.83	3467.081	1.52	1530	0.007	C V
25396.625	574.929	1	1105	0.040	C V
29896.29	7585.002	0.04	680	0.0001	C V
34062.966	1761.202	0.02	340	0.0001	C V

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau IV -40 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Poids Nz (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	δ inter-etage (cm)	H (cm)	θ	θ≤ 0.10
4493.499	1703.622	2.96	3230	0.002	C V
8971.401	1831.624	3.12	2805	0.005	C V
14027.521	2293.821	3.2	2380	0.008	C V
19115.654	2812.802	3.08	1955	0.011	C V
24754.145	3335.763	2.68	1530	0.013	C V
25396.625	3874.878	1.64	1105	0.010	C V
30259.63	7811.432	1.22	680	0.007	C V
34301.255	1744.712	0.82	340	0.047	C V

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée Vis- à- vis de l'effet P-Δ

IV. 3.4- 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 :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \qquad (4\text{-}19)$$

δ_1 et δ_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

PDF Page Organizer - Foxit Software

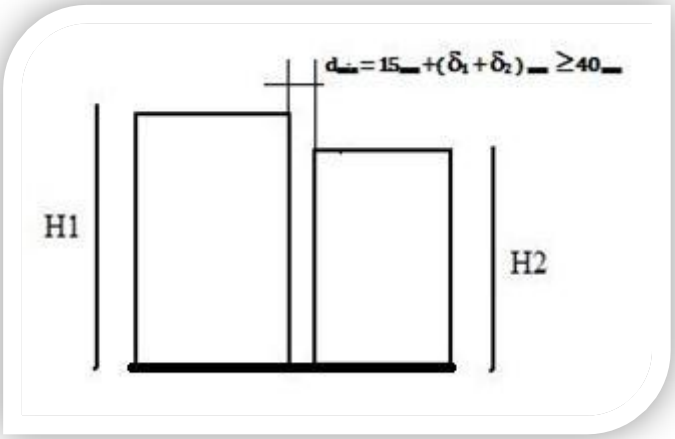


Figure IV -14 : largeur minimum du joint sismique

D'après les résultats des déplacements obtenus on peut évaluer le joint comme suit :

Tableau IV -41 : largeur minimum du joint sismique

δ_1(mm)	$\delta_{2(}$mm)	d_{min} (mm)	$d_{min} \geq 40$ mm	$d_{adoptée}$ (mm)
65	60	140	OUI	140

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.1- Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U : 1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s **=1,00**
σ_b **= 25 Mpa**	FeE 400	σ_b =25 Mpa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ **=18,48 Mpa**	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.2.2.Recommandations du RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III.

V.2.2.1-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t=0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

V.2.2.2-Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principale

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	40*60	inter	Travée	155.82	1.35G+1.5Q	7.00	4HA16=8.04
			Appui	-235.13	1.35G+1.5Q	10.8	6HA16=12.06
		rive	Travée	196.18	1.35G+1.5Q	8.9	6HA14=9.24
			Appui	-203.02	1.35G+1.5Q	9.2	6HA14=9.24
Etage courant	40*60	inter	Travée	204.94	0.8G +EX	9.3	6HA14=9.24
			Appui	-288.44	1.35G+1.5Q	13.4	8HA16=16.08
		rive	Travée	331.65	1.35G+1.5Q	15.6	8HA16=16.08
			Appui	-338.56	1.35G+1.5Q	15.9	8HA16=16.08

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30x35	inter	Travée	85.50	G+Q+EdY	7.9	6HA14=9.24
			Appui	-99.29	G+Q+EdY	4.4	3HA14=4.62
		rive	Travée	100.84	G+Q+EdY	4.5	3HA14=4.62
			Appui	-121.60	G+Q+EdY	5.4	6HA14=6.03
Etage courant	30x35	inter	Travée	120.98	G+Q+EdY	5.4	6HA14=6.03
			Appui	-41.25	G+Q+EdY	2.4	6HA12=6.79
		rive	Travée	120.21	G+Q+EdY	5.4	6HA14=9.24
			Appui	-144.95	G+Q+EdY	6.5	6HA12=6.79

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_s \leq$.

$\overline{\sigma_s}$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	40*60	inter	Travée	83.64	8.04	4.2	15	195.7	201.63	CV
			Appui	-122 .66	12.06	4.9		191.6		
		rive	Travée	24.90	9.24	0.8	15	11.8	201.63	
			Appui	-42.69	9.24	1.4		19.00		
Etage courant	40*60	inter	Travée	87.20	9.24	4.00	15	177.8	201.63	CV
			Appui	-175.61	16.08	6.00		180.2		
		rive	Travée	36.50	16.08	1.00	15	13.2	201.63	
			Appui	-74.13	16.08	2.5		87.00		

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30x35	inter	Travée	31.81	9.24	4.00	15	117.5	201.63	CV
			Appui	-39.25	4.62	7.2		77.8		
		rive	Travée	13.41	4.62	2.5	15	98.3	201.63	
			Appui	-20.13	6.03	3.5		147.0		
Etage courant	30x35	inter	Travée	37.85	6.03	6.4	15	147.0	201.63	CV
			Appui	-45.59	6.79	9.8		151.3		
		rive	Travée	11.96	6.03	1.4	15	147.6	201.63	
			Appui	-27.75	6.79	4.1		148.1		

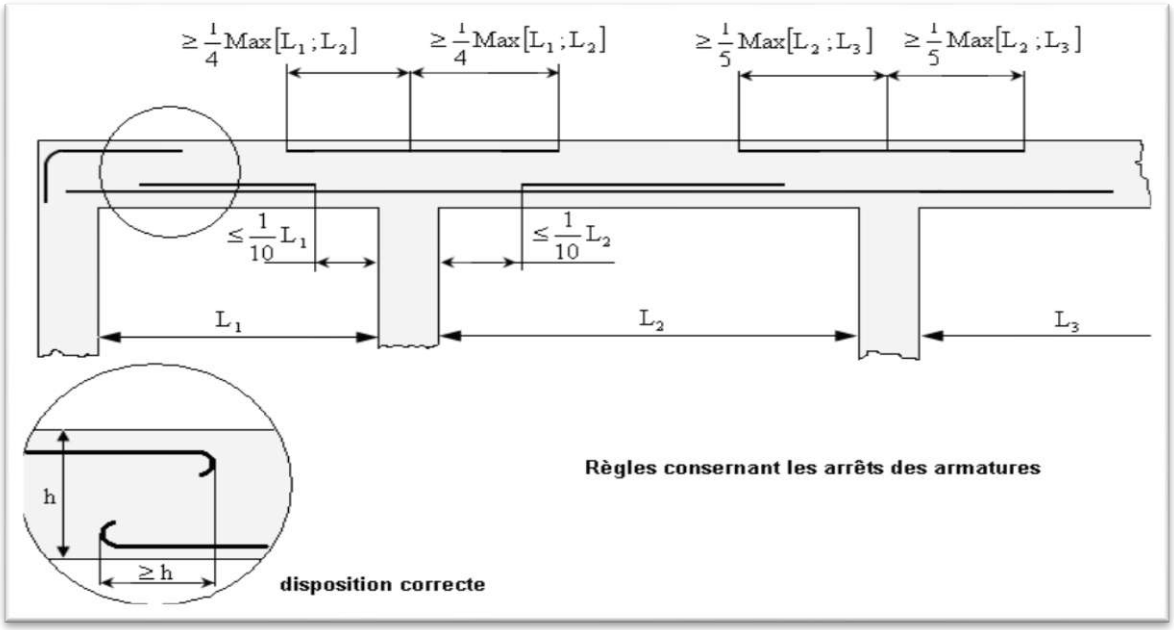


Figure V.1 : Disposition des armatures pour les poutres

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.2.4- Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- A tendue $\geq A_{min}$ CBA
- A Travée $\geq A_{min}$ RPA et A Travée $\leq A_{max}$ RPA.
- A appui $\geq A_{min}$ RPA et A appui $\leq A_{max}$RPA.

Tableau V.6 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	40*60	inter	Travée	8.04	12	96	C.N.V
			Appui	12.06		144	C.V
		rive	Travée	9.24	12	96	C.N.V
			Appui	9.24		144	C.N.V
Etage courant	40*60	inter	Travée	9.24	12	96	C.N.V
			Appui	16.08		144	C.V
		rive	Travée	16.08	12	96	C.V
			Appui	16.08		144	C.V

Pour les C.N.V adopter le ferraillage minimal de RPA.

Tableau V.7 : vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	40*60	inter	Travée	8.04	2.40	C.V
			Appui	12.06		C.V
		rive	Travée	9.24		C.V
			Appui	9.24		C.V
Etage courant	40*60	inter	Travée	9.24	2.40	C.V
			Appui	16.08		C.V
		rive	Travée	16.08		C.V
			Appui	16.08		C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.8 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	9.24	5.25	42	C.V
			Appui	4.62		63	C.N.V
		rive	Travée	4.62	5.25	42	C.N.V
			Appui	6.03		63	C.V
Etage courant	30*35	inter	Travée	6.03	5.25	42	C.V
			Appui	6.79		63	C.V
		rive	Travée	6.03	5.25	42	C.V
			Appui	6.79		63	C.V

Pour les C.N.V adopter le ferraillage minimal de RPA.

Tableau V.9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	9.24	1.05	C.V
			Appui	4.62		
		rive	Travée	4.62		C.V
			Appui	6.03		
Etage courant	30*35	inter	Travée	6.03	1.05	C.V
			Appui	6.79		
		rive	Travée	6.03		C.V
			Appui	6.79		

V.2.5-Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	Tu (KN.m)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	40*60	inter	Appui	139.38	1.35G+1.5Q	0.60	3.33	C.V
		rive	Appui	153.48	1.35G+1.5Q	0.66	3.26	C.V
Etage courant	40*60	inter	Appui	252.11	1.35G+15Q	1.09	3.33	C.V
		rive	Appui	197.38	G+Q+Edx	0.85	3.26	C.V

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	Tu (KN.m)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30*35	inter	Appui	80.25	G+Q+Edy	0.82	3.33	C.V
		rive	Appui	65.14	G+Q+Edy	0.66	3.26	C.V
Etage courant	30*35	inter	Appui	109.29	G+Q+Edx	1.12	3.33	C.V
		rive	Appui	106.98	G+Q+Edx	1.09	3.26	C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄

- St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.12 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements Dans les poutres principales

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	40*60	1.09	40	2.56	15	30	1.80	10	15	4HA8 =2.01

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.13: Calcul des armatures transversales et leurs espacements Dans les poutres secondaires

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*35	1.12	29.25	1.44	8.75	17.5	1.18	10	15	4HA8 =2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	40*60	0.17	0.062	C.V	0.17	0.084	C.V	0.07	0.010	C.V

- **Commentaire :**

Donc il faut calculer la flèche :

M_{ser} = 87.20KN.m

0.9mm ≤ $\bar{f}$ =7mm……. (C.V)

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Poure le bloc B :**

1. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

Tableau V.15 : Ferraillage longitudinal des poutres principale

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	30x40	inter	Travée	80.90	1.35G+1.5Q	5.70	6HA12=6.79
			Appui	-120.92	G+Q+EdX	8.8	6HA14=9.24
		rive	Travée	147.44	G+Q+EdX	11.00	6HA16=12.06
			Appui	-163.38	G+Q+EdX	12.4	8HA16=16.08
Etage courant	30x40	inter	Travée	143.97	G+Q+EdY	10.70	7HA16=14.07
			Appui	-174.07	G+Q+EdY	13.3	8HA16=16.08
		rive	Travée	153.90	G+Q+EdX	11.5	6HA16=12.06
			Appui	-193.33	G+Q+EdX	15.1	8HA16=16.08

Tableau V.16 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Etage courant	30x35	inter	Travée	107.18	G+Q+EdX	9.1	6HA14=9.24
			Appui	-106.44	G+Q+EdX	9.1	6HA14=9.24
		rive	Travée	82.80	G+Q+EdX	5.8	6HA12=6.79
			Appui	-84.92	G+Q+EdX	6.0	6HA12=6.79

Tableau V.17: Ferraillage longitudinal des poutres porteuse

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_u (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{peau} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	50*80	inter	Travée	794.08	1.35G+1.5Q	32.9	6HA14=9.24	12HA20=37.68
			Appui	-398.42	G+Q+Edy	13.4	-	5HA20=15.72
Etage courant	50*80	inter	Travée	815.04	1.35G+1.5Q	33.9	6HA14=9.24	12HA20=37.68
			Appui	-677.99	G+Q+EdY	23.4	-	8HA20=25.13

PDF Page Organizer - Foxit Software

2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau V.18 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	30*40	inter	Travée	49.51	6.79	7.4	15	83.4	201.63	CV
			Appui	-70.71	9.24	11.1		12.7		
		rive	Travée	16.27	12.06	1.7	15	20.6	201.63	
			Appui	-36.06	16.08	3.2		76.9		
Etage courant	30*40	inter	Travée	64.07	14.07	6.3	15	74.6	201.63	CV
			Appui	-124.16	16.08	11.1		134.0		
		rive	Travée	56.62	12.06	6.1	15	71.8	201.63	
			Appui	-45.69	16.08	4.1		49.3		

Tableau V.19: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Etage courant	30x35	inter	Travée	76.48	9.24	9.6	15	111.3	201.63	CV
			Appui	-76.02	9.24	9.6		110.9		
		rive	Travée	7.23	6.79	0.8	15	10.6	201.63	
			Appui	-12.52	6.79	1.4		18.4		

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres porteuse

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Etage courant	50*80	inter	Travée	498.90	37.68	9.3	15	198.1	201.63	CV
			Appui	-212.47	25.13	4.5		123.8		
		inter	Travée	501.33	37.68	7.2	15	97.5	201.63	
			Appui	-360.95	25.13	9.4		199		

PDF Page Organizer - Foxit Software

3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- A tendue $\geq A_{min}$ CBA
- A Travée $\geq A_{min}$ RPA et A Travée $\leq A_{max}$ RPA.

  A appui $\geq A_{min}$ RPA et A appui $\leq A_{max}$RPA

Tableau V.21 : vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	6.79	6	48	C.V
			Appui	9.24		72	C.V
		rive	Travée	12.06	6	48	C.V
			Appui	16.08		72	C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	14.07	6	48	C.V
			Appui	16.08		72	C.V
		rive	Travée	12.06	6	48	C.V
			Appui	16.08		72	C.V

Tableau V.22: vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Etage courant	30*35	inter	Travée	9.24	1.05	C.V
			Appui	9.24		
		rive	Travée	6.79		C.V
			Appui	6.79		

Tableau V.23: vérification de ferraillage des poutres porteuse selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*35	inter	Travée	37.68	1.05	C.V
			Appui	15.72		
Etage courant	30*35	inter	Travée	37.68		C.V
			Appui	25.13		

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.24 : vérification de ferraillage des poutres porteuse selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Terrasse	50*80	inter	Travée	37.68	20	160	CV
			Appui	25.13		240	C.V
Etage courant	50*80	inter	Travée	37.68	20	160	C.V
			Appui	25.13		240	C.V

Tableau V.25 : vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Vérification
Etage courant	30*35	inter	Travée	9.24	5.25	42	C.V
			Appui	9.24		63	C.V
		rive	Travée	6.79	5.25	42	C.V
			Appui	6.79		63	C.V

Tableau V.26: vérification de ferraillage des poutres principal selon CBA

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Vérification
Terrasse	30*40	inter	Travée	6.79	1.2	CV
			Appui	9.24		C.V
		rive	Travée	12.06	1.2	C.V
			Appui	16.08		C.V
Etage courant	30*40	inter	Travée	14.07	1.2	C.V
			Appui	16.08		C.V
		rive	Travée	11.5	1.2	C.V
			Appui	15.1		C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

3. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Mpa]

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	Tu (KN.m)	combinaison	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	30.40	inter	Appui	93.20	G+Q+Edy	0.60	3.33	C.V
		rive	Appui	110.94	G+Q+Edx	0.66	3.26	C.V
Etage courant	30.40	inter	Appui	177.51	G+Q+Edy	1.09	3.33	C.V
		rive	Appui	193.70	1.35G+1.5Q	0.85	3.26	C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	Tu (KN.m)	comb	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Etage courant	30*35	inter	Appui	111.49	G+Q+Edx	1.17	3.33	C.V
		rive	Appui	121.57	G+Q+Edx	1.28	3.26	C.V

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuse

Niveau	B (cm^2)	Type	Position	Tu (KN.m)	comb	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification $\tau \leq \bar{\tau}$
Terrasse	50*80	inter	Appui	286.47	1.35G+1.5Q	0.79	3.33	C.V
Etage courant		inter	Appui	367.21	1.35G+1.5Q	1.02	3.33	C.V

4. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10]

  Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄

  - St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
  - St ≤ h/2 ……..[Zone courant]
  - $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

  - St = min [0.9d ; 40cm]

PDF Page Organizer - Foxit Software

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin\alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau V.30: Calcul des armatures transversales et leurs espacements Dans les poutres principales

			CBA 93		**RPA 99**			**S_t adopté (cm)**		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*40	1.79	33.75	1.62	10	20	1.2	10	15	4HA8= 2.04

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements Dans les poutres secondaires

			CBA 93		**RPA 99**			**S_t adopté (cm)**		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	30*35	1.28	29.25	1.42	8.75	17.5	0.91	10	15	4HA8= 2.04

Tableau V.32 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements Dans les poutres porteuse

			CBA 93		**RPA 99**			**S_t adopté (cm)**		
Niveau	B (cm^2)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
Tous les Niveau	50*80	1.02	29.25	1.42	8.75	17.5	0.91	10	15	4HA8 =2.04

PDF Page Organizer - Foxit Software

5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau V.33 : Vérification de la flèche des poutres

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B (cm^2)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	50*80	0.08	0.062	C.V	0.08	0.1	C.N.V	0.010	0.010	C.V

- **Commentaire :**

Donc il faut calculer la flèche :

M_{ser} = 593.23KN.m

14.9mm ≤ $\bar{f}$ =149.9mm……. (C.V)

PDF Page Organizer - Foxit Software

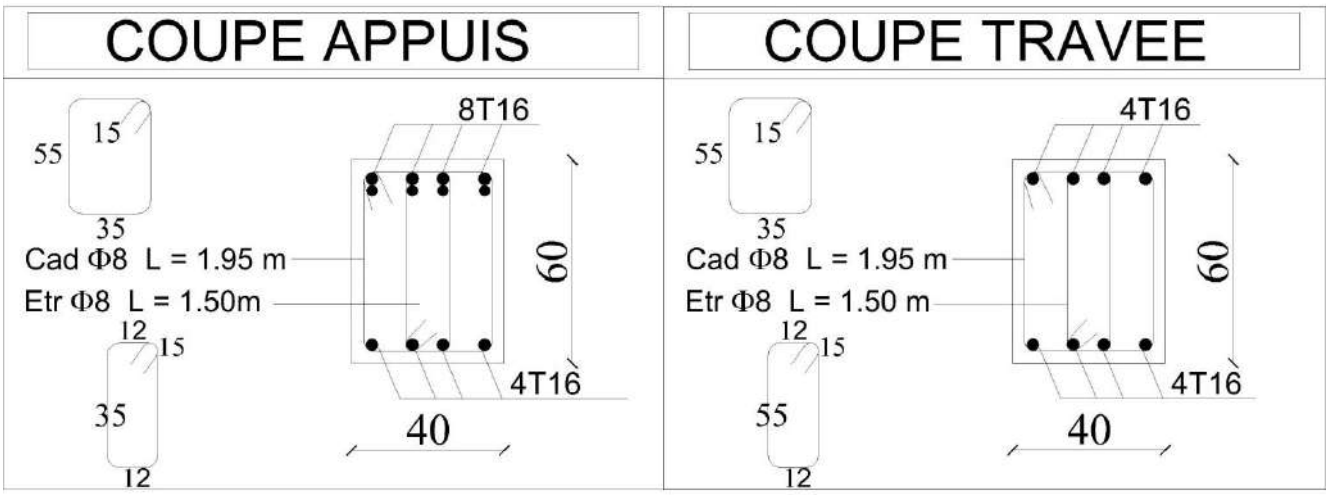


Figure V.2 : COUPES POUTRES PRINCIPALES bloc A travée

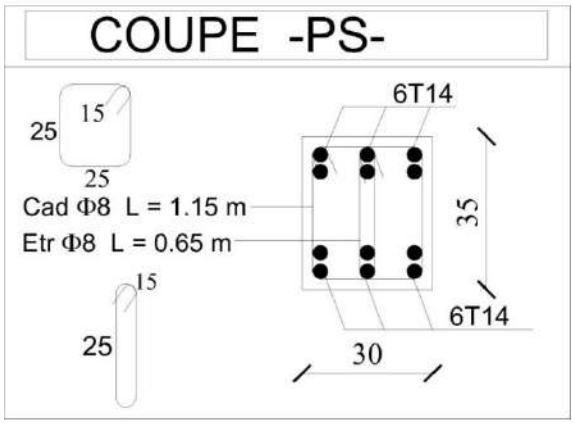


Figure V.3 : COUPES POUTRES SECONDAIRES bloc A

PDF Page Organizer - Foxit Software

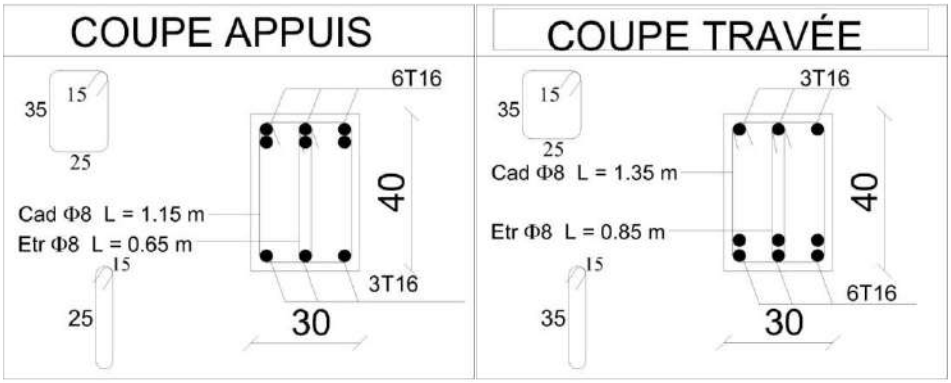


Figure V.4 : COUPES POUTRES PRINCIPALES bloc B

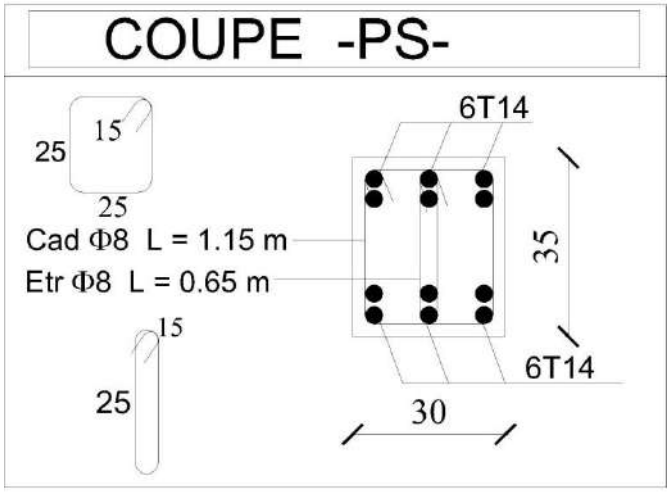


Figure V.5 : COUPES POUTRES SECONDAIRES bloc B

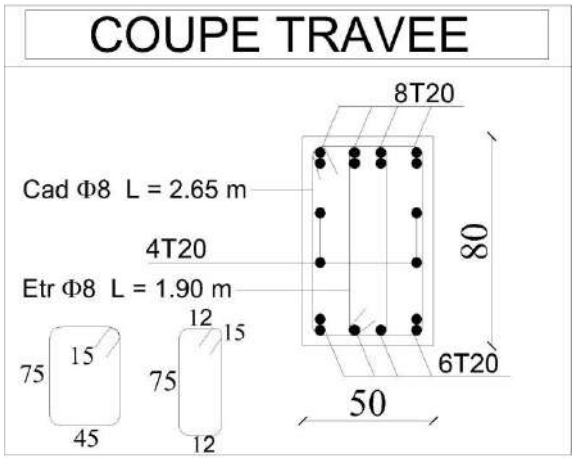


Figure V.6 : COUPES POUTRES PORTEUSE bloc B

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3- Calcul des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à 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 :

- Situation durable :

  - Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle :

  - Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier :$\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

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.3.2- Recommandation du règlement RPA99 version 2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Φ en zone III.

V.3.3- Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois casextrêmes suivant :

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max}et son M_{corres}.

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcémentle moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min}et son M_{corres}.

V.3.4. 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 :

- $e=e_1+e_2$
- $e_1=\frac{M}{N+e_a}$
- $e2=\frac{3L_{f^2}(2+\alpha.\varphi)}{10^4.h}$
- Avec : $e_a=\max(2cm ; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$ et $\Phi = 2$

PDF Page Organizer - Foxit Software

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, liée 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.

α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

V.3.5. 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 efforts 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 ci-dessous.

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Pour le bloc A :**

1. Poteaux carrée (50*50cm) :

Tableau V.34 : Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m	M_y (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{min} (cm²	$A_{choisie}$ (cm²)
+32.30 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	195.70	-0.811	-35.83	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	92.48	0.544	189.32	6.00	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	7.058	21.33	108.94	5.81	0		
+28.05 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	396.54	-1.25	-28.99	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	244.57	3.90	168.85	6.4	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	26.028	11.64	90.25	4.53	0		
+23.80 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	614.97	-1.02	-26.40	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	395.06	2.53	175.02	7.59	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	38.54	12.03	98.78	7.28	0		
+19.55 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	825.52	-1.27	-25.78	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	591.97	-4.52	-170.57	3.92	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	47.43	10.06	94.03	6.71	0		
+15.30 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	1030.20	-1.34	-24.44	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	744.49	-1.41	-150.68	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	58.39	7.24	95.82	4.44	0		
+11.05 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	1227.47	-1.94	-24.07	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	1132.94	-3.21	-117.27	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	163..27	2.78	98.41	3.29	0		
-6.80 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	1402.21	0.03	-18.27	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	1015.50	1.35	-37.71	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	258.27	46.28	-3.85	0	0		
-3.40 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5	1591.27	-0.38	-4.44	0	0	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edx	1109.34	-1.16	24.20	0	0		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed$_x$	352.99	11.66	-2.62	0	0		

PDF Page Organizer - Foxit Software

2. Poteaux rectangulaire (60*40cm) :

Tableau V.35 : Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaire

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m	M_y (KN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A_{min} (cm²	$A_{choisie}$ (cm²)
+32.30 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	288.19	9.30	-19.89	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	185.39	1.08	129.13	0.2	3.8		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	81.45	3.49	90.75	0.4	3.6		
+20.05 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5Q	603.07	2.95	-14.04	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	443.01	-4.40	-87.68	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	172.84	4.45	69.32	0.6	3.4		
+23.80 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5Q	936.73	1.25	-12.81	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	685.43	-6.39	-91.53	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	266.53	4.74	70.56	2.5	1.5		
+19.55 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q+Edy	1272.4	1.37	-11.68	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	928.85	-6.35	-88.25	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	363.88	5.18	62.41	2.5	1.5		
+15.30 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q+Edy	1615.4	1.14	-10.08	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	1177.3	-5.82	-77.30	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	463.57	4.96	46.92	2.5	1.5		
+11.05 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q+Edy	1968.3	0.85	-8.45	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	1432.6	-3.70	-61.80	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	563.88	4.63	21.55	2.5	1.5		
-6.80 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5Q	2319.3	0.66	-4.91	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q+Edy	1654.6	2.24	23.92	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	661.19	3.20	22.36	2.5	1.5		
-3.40 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	1.35G+1.5Q	2692.2	0.36	-1.27	2.5	1.5	21.6	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_c$	1.35G+1.5Q	1923.8	0.80	6.37	2.5	1.5		
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	0.8G+Ed_y	756.08	2.58	6.07	2.5	1.5		

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ 1. Poteaux carrée (50*50cm) :

Tableau V.36 : Valeurs des contraintes des poteaux carrée à l'ELS

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	σ_s' (MPa)	Vérif
+32.30 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	143.66	-0.59	-25.88	3HA20 = 9.42	1.6	9.5	19.8	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	95.68	-10.17	35.74		2.7	42.2	32.9	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	71.50	-2.85	32.75		2.2	36.5	24.0	
+20.05 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	289.22	-0.91	20.89	3HA20 = 9.42	1.8	0	23.4	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	276.34	2.72	27.20		2.1	0.3	27.8	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	210.70	-2.25	22.83		1.7	1.0	22.1	
+23.80 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	477.75	-0.74	-19.00	3HA20 = 9.42	2.4	0	33.4	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	429.20	3.16	-25.60		2.6	0	35.0	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	347.61	-3.36	22.48		2.1	0	29.0	
+19.55 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	600.49	-0.92	-18.52	3HA20 = 9.42	2.7	0	38.7	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	581.81	1.77	24.01		3.0	0	41.5	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	483.17	-3.41	20.60		2.5	0	34.9	
+15.30 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	748.94	-0.97	-17.64	3HA20 = 9.42	3.2	0	45.9	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	643.84	2.28	-24.41		3.2	0	45.4	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	617.79	-3.69	20.72		2.9	0	41.7	
+11.05 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	891.92	-1.41	-17.42	3HA20 = 9.42	3.7	0	52.9	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	752.00	-3.90	22.20		3.4	0	49.1	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	752.10	-3.90	22.20		3.4	0	49.1	
-6.80 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	1018.3	0.02	-13.23	3HA20 = 9.42	4.0	0	58.2	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	983.27	-5.10	18.46		4.1	0	59.4	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	883.31	-4.34	17.33		3.7	0	53.6	
-3.40 (50*50)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	1155.2	-0.27	-3.21	3HA20 = 9.42	4.1	0	60.6	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	1122.5	-1.73	7.29		4.1	0	60.2	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1024.9	-0.45	1.41		3.6	0	53.0	

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ 2. Poteaux rectangulaire (60*40cm) :

Tableau V.37 : Valeurs des contraintes des poteaux circulaire à l'ELS

Niveau (m)	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ (cm^2)	$б_b$(MPa)	$б_s$(MPa)	$б_s'$ (MP	Vérif
+32.30 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	211.99	6.85	-14.60	3HA20 = 9.42	1.7	0.5	21.7	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	186.98	-7.32	17.13		1.7	3.9	22.4	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	124.53	-7.50	3.86		0.8	0	11.5	
+28.05 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	439.68	2.18	-10.14	3HA20 = 9.42	2.1	0	29.0	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	414.67	-3.38	10.18		2.0	0	27.5	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	284.98	-4.22	2.48		1.2	0	17.3	
+23.80 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	681.15	0.93	-9.24	3HA20 = 9.42	2.8	0	40.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	681.00	0.93	-9.24		2.8	0	40.5	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	443.98	-3.40	1.93		1.7	0	24.5	
+19.55 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	924.05	1.01	-8.43	3HA20 = 9.42	3.6	0	52.6	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	924.05	1.01	-8.43		3.6	0	52.6	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	604.61	-2.24	1.47		2.1	0	31.7	
+15.30 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	1172.26	0.84	-7.28	3HA20 = 9.42	4.4	0	67.7	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	1172.26	0.84	-7.28		4.4	0	67.7	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	766.17	-1.22	0.87		2.6	0	39.3	
+11.05 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	1427.52	0.63	-6.11	3HA20 = 9.42	5.2	0	76.8	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	1427.52	0.63	-6.11		5.2	0	76.8	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	928.88	0.30	0.18		3.3	0	48.5	
-6.80 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	1681.31	0.48	-3.55	3HA20 = 9.42	0.8	0	11.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	1661.30	0.33	4.31		2.6	0	39.3	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	1093.88	1.14	-0.55		3.3	0	48.5	
-3.40 (60*40)	$N_{max}\rightarrow M_c$	G+Q	1951.32	0.26	-0.92	3HA20 = 9.42	1.7	0	24.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_c$	G+Q	1931.31	0.007	1.62		1.55	0	28.5	
	$N_{min}\rightarrow M_c$	G+Q	1250.05	0.29	0.0001		3.3	0	15.5	

La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$=15 MPa

La fissuration est considérée :

- ❖ Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- ❖ Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Bloc B:**

1. **Poteaux circulaire** D= 70 cm

Tableau V.38 : Les Armatures longitudinaux des poteaux circulaire

Niveau (m)	Cas	Combinai	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
32.3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	510.422	-399.05	-68.67	15.0	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	365.957	-127.29	-542.66	20.0		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	210.088	545.63	106.87	24.0		
28.05	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1008.81	76.08	354.78	14.7	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	688.97	95.65	381.42	19.9		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	427.338	358.28	78.75	22.8		
23.8	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1585.12	-430.16	-47.79	14.8	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	1200.04	-89.72	-426.44	14.6		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	658.024	402.44	77.01	22.2		
19.55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2189.93	-53.34	-109.61	8.8	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	1666.10	-96.07	-344.06	8.8		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	902.309	346.45	77.05	11.5		
15.3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2309.45	23.14	-37.76	8.8	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	1593.39	-20.85	197.80	8.8		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	996.347	127.30	76.66	8.8		
11.05	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2502.44	10.67	2.97	8.8	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	1867.00	-24.07	-82.79	8.8		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	1662.71	20.12	-6.44	8.8		
6.8	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2697.02	5.20	3.07	8.8	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	1993.83	-14.73	-59.74	8.8		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	1140.15	45.12	15.08	8.8		
3.4	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2915.17	1.40	0.95	8.8	34.63	12HA20 = 37.70
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	2037.70	2.66	14.51	8.8		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	1226.03	12.46	2.43	8.8		

PDF Page Organizer - Foxit Software

2. Poteau carrée 50X50 cm :

Tableau V.39 : Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées

Niveau (m)	Cas	Comb	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A (cm^2)	Cas	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
32.3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	364.80	-107.85	-82.51	1.81	SPC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	185.45	-214.54	12.61	10.47	SPC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	54.20	136.39	18.96	6.78	SPC		
28.05	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	547.08	88.68	100.57	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	380.05	-4.68	138.34	3.01	SPC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	122.79	104.13	13.60	4.11	SPC		
23.8	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	817.52	-25.93	108.57	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	592.33	5.55	-151.82	2.15	SPC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	80.75	170.55	55.63	8.06	SPC		
19.55	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edy	1147.30	-163.92	-54.90	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	801.36	1.80	-136.93	0	SEC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	-149.66	156.70	46.38	10.43	SET		
15.3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edy	1420.73	-135.78	-28.75	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	-391.50	65.50	169.25	21.22	SET		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	376.80	115.55	29.26	2.56	SPC		
11.05	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q+Edy	1706.61	-121.61	-20.76	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.123
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	419.134	16.64	89.15	0	SEC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	-560.87	66.30	10.24	21.12	SET		
6.8	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	1894.59	-57.77	3.98	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Edx	890.27	-35.40	-92.56	0	SEC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	-438.44	39.80	10.59	11	SET		
3.4	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	2174.53	-19.39	0.57	0	SEC	22.5	8HA20 = 25.12
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	1520.11	-34.79	-34.43	0	SEC		
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	0.8G+Ed_y	-263.99	13.11	3.17	6.6	SET		

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Vérification à l'Etat Limite Service :**

a. **Poteau circulaire D 70 cm** :

Tableau V.40: Valeurs des contraintes des poteaux circulaire à l'ELS

Niveau (m)	Cas	Comb	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ (cm^2)	$б_b$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$б_s'$ (MPa)	Vérif
32.3	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	376.07	-292.53	-49.74	12HA20 = 37.70	12.2	201.6	164.2	CV
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	335.80	-76.23	-339.22		14.3	201.6	164.2	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	335.80	-76.23	-339.22		14.3	201.6	164.2	
28.05	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	741.43	55.26	257.90	12HA20 = 37.70	10.6	167.4	146.0	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	741.43	55.26	257.90		10.6	167.4	146.0	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	702.22	233.75	40.19		9.5	143.2	131.2	
23.8	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1160.3	-312.51	-34.54	12HA20 = 37.70	12.3	146.6	173.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	1159.8	46.43	319.97		12.7	156.4	178.4	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1121.3	-49.22	-299.27		11.9	140.8	167.1	
19.55	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1599.9	-37.99	-79.40	12HA20 = 37.70	5.7	0	84.0	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	1599.7	-59.44	-204.01		8.8	19.8	127.3	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1599.7	-59.44	-204.01		8.8	19.8	127.3	
15.3	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1684.2	17.22	-27.33	12HA20 = 37.70	4.6	0	68.3	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	1645.7	-57.90	64.28		5.8	0	85.1	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1644.9	-67.82	49.59		5.8	0	84.2	
11.05	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1822.3	7.73	2.16	12HA20 = 37.70	4.3	0	65.00	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	1783.8	3.55	-15.82		4.5	0	66.4	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1782.4	18.96	-5.53		4.5	0	67.5	
6.8	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1961.6	3.74	2.19	12HA20 = 37.70	4.5	0	67.2	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	1928.3	1.05	4.27		4.5	0	67.4	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1928.3	1.05	4.27		4.5	0	67.4	
3.4	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	2118.1	1.01	0.68	12HA20 = 37.70	4.9	0	72.8	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	2081.4	0.16	1.83		4.7	0	70.3	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	2081.4	0.16	1.83		4.7	0	70.3	

PDF Page Organizer - Foxit Software

b. Poteau carrée 50X50 cm :

Tableau V.41 : Valeurs des contraintes des poteaux carrée à l'ELS

Niveau (m)	Cas	Comb	N (KN)	M_x (KN.m	M_y (KN.m)	$A_x=A_y$ (cm^2)	$б_b$ (MPa)	$б_s$ (MPa)	$б_s'$ (MPa	Vérif
32.3	$N_{max}\rightarrow M_{co}$ rr	G+Q	245.17	-78.83	-60.10	3HA20 = 20	9.2	149.2	115.9	CV
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	178.55	33.87	-118.38		9.7	199.2	107.0	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	93.38	19.01	-38.42		3.7	63.5	42.5	
28.05	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	401.07	64.53	73.04	3HA20 = 20	8.6	98.4	104.0	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	401.07	64.53	73.04		8.6	98.4	104.0	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	220.23	13.60	-26.40		2.4	11.9	31.4	
23.8	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	598.22	-18.92	78.80	3HA20 = 20	6	21.9	78.7	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	470.51	61.43	80.81		8.8	89.5	107.5	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	351.48	14.47	-26.44		2.8	2.4	36.6	
19.55	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	800.53	-11.30	44.70	3HA20 = 20	4.7	0	65.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	778.48	16.92	-64.70		5.8	0	77.2	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	493.29	14.59	-24.75		3.2	0	43.6	
15.3	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1000.9	-3.03	24.37	3HA20 = 20	4.3	0	62.2	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	339.08	4.81	51.82		3.6	16.9	45.7	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	339.08	4.81	51.82		3.6	16.9	45.7	
11.05	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1185.0	-29.81	0.62	3HA20 = 20	5	0	72.5	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	559.78	5.35	35.36		3.5	0	47.2	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	525.22	-25.62	35.22		4	1	54.9	
6.8	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1373.9	-41.30	2.90	3HA20 = 20	6.2	0	90.4	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{co}$	G+Q	835.24	-30.34	-65.38		6.4	1.4	86.7	
	$N_{min}\rightarrow M_{co}$	G+Q	698.11	18.71	6.60		3.4	0	47.5	
3.4	$N_{max}\rightarrow M_{co}$	G+Q	1574.3	-13.84	0.41	3HA20 = 20	5.6	0	83.6	C.V
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q	1093.2	-24.82	-24.51		5.5	0	77.8	
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	G+Q	777.70	9.95	3.18		0.8	4.1	10.7	

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

- **Justification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}13 f_{c28}, 5MPa)$ →Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = Min(0{,}10 f_{c28}, 4MPa)$ →Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 (version2003) :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

P_d = 0,075…….si l'élancement $\lambda \geq 5$

P_d= 0,040…….si l'élancement $\lambda < 5$ Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

PDF Page Organizer - Foxit Software

L_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

➢ **Pour le bloc A :**

Tableau V.42 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau		Section (cm^2)	$T_{u\,max}$ (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$ (RPA	$\overline{\tau_u}$ (CBA	Comb	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
Poteaux carrée	**5ème étage**	50*50	53.73	0.23	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	4ème étage	50*50	96.44	0.42	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	3ème étage	50*50	93.92	0.41	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	2ème étage	50*50	89.68	0.39	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	1èr étage	50*50	94.38	0.41	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	RDC	50*50	95.98	0.42	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	Sous-sol 2	50*50	41.88	0.18	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	Sous-sol 1	50*50	26.42	0.11	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
Poteaux rectangulaire	5ème étage	60*40	67.32	0.31	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	4ème étage	60*40	58.27	0.26	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	3ème étage	60*40	61.98	0.28	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	2ème étage	60*40	62.21	0.28	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	1èr étage	60*40	56.22	0.26	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	RDC	60*40	46.51	0.21	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	Sous-sol 2	60*40	40.25	0.18	17.18	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	Sous-sol 1	**60*40**	**15.96**	**0.07**	**17.18**	**0.075**	**1.875**	**2.5**	**G+Q+Edy**	**C.V**

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Pur le bloc B :**

Tableau V.43 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

Niveau		Section (cm^2)	$T_{u\,max}$ (KN)	τ_u (MPa	λ	ρ_d	$\overline{\tau_b}$ (RPA)	$\overline{\tau_u}$ (CBA	Comb	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
Poteaux carrée	**5ème étage**	50*50	59.70	0.26	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	4ème étage	50*50	49.59	0.22	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	3ème étage	50*50	51.78	0.23	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	2ème étage	50*50	50.15	0.22	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	1èr étage	50*50	90.47	0.40	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	RDC	50*50	37.66	0.16	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	Sous-sol$_2$	50*50	40.60	0.18	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	Sous-sol$_1$	50*50	40.17	0.17	16.97	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
Poteaux circulaires	5ème étage	70	288.9	0.75	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	4ème étage	70	174.8	0.45	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edx	**C.V**
	3ème étage	70	204.4	0.53	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	2ème étage	70	134.8	0.35	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	1èr étage	70	74.6	0.19	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	RDC	70	21.5	0.05	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	Sous-sol$_2$	70	23.3	0.06	17.00	0.075	1.875	2.5	G+Q+Edy	**C.V**
	Sous-sol$_1$	**70**	**6.27**	**0.01**	**17.00**	**0.075**	**1.875**	**2.5**	**G+Q+Edy**	**C.V**

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄ :

Pour le bloc (A et B) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

$\mathbf{T_u}$: l'effort tranchant de calcul.

$\mathbf{h_l}$: hauteur totale de la section brute.

$\mathbf{S_t}$: espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (b1/2, h1/2, 10\emptyset l) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

$\emptyset \boldsymbol{l}$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$\boldsymbol{\rho_a} = 2.5$ si $\lambda \geq 5$.

$\boldsymbol{\rho_a} = 3.75$ si $\lambda < 5$.

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99 **Version 2003** est donnée par :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si} \lambda_g \geq 5 \\ At/(St*b) = \\ 0.8\% \text{ si} \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

On a Φ_{lmin}= 1.4 cm

- ***Selon CBA 93 :***

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.

$Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

- **Bloc A :**

Tableau V.44 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux

Section	T_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	S_{tcal}(cm)	Zone	$S_{tfinale}$	choix
50*50	95.98	201.06	6.12	2.5	15	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
60*40	67.32	201.06	4.9	2.5	15	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($At/S_t.b$) :

Tableau V.45 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
50*50	courante	0.27	6.12	oui	-	-
	nodale	0.40		-	-	oui
60*40	courante	0.22	4.9	-	-	oui
	nodale	0.33		-	-	oui

- **Bloc B :**

Tableau V.46: Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux

Section	T_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ_a	S_{tcal}(cm)	Zone	$S_{tfinale}$	choix
70	288.9	201.06	3.5	2.5	15	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
50*50	90.47	201.06	4.9	2.5	15	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/S_t.b$) :

Tableau V.47 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
50*50	courante	0.27	3.5	oui	-	-
	nodale	0.40		-	-	oui
70	courante	0.20	4.9	-	-	oui
	nodale	0.30		-	-	oui

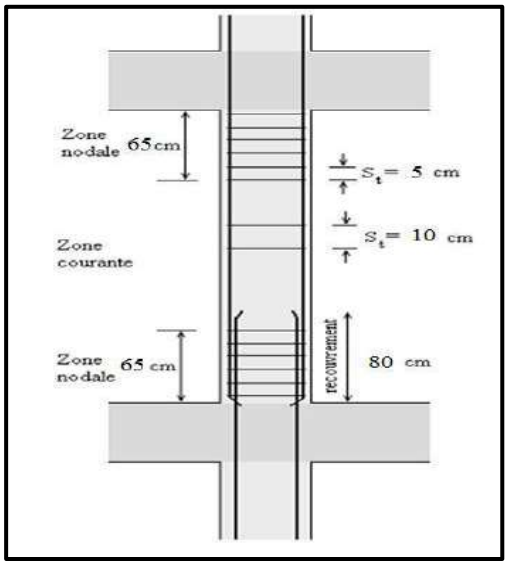


Figure V.7: Disposition des armatures dans les poteaux

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Pour le bloc A :**

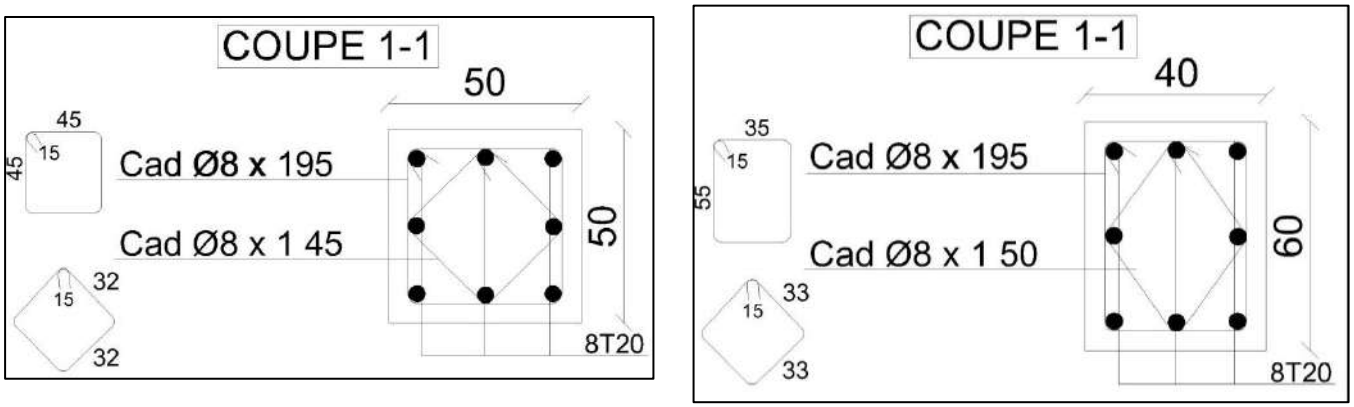


Figure V.8: LES POTEAU BLOC A

➢ **Pour le bloc B :**

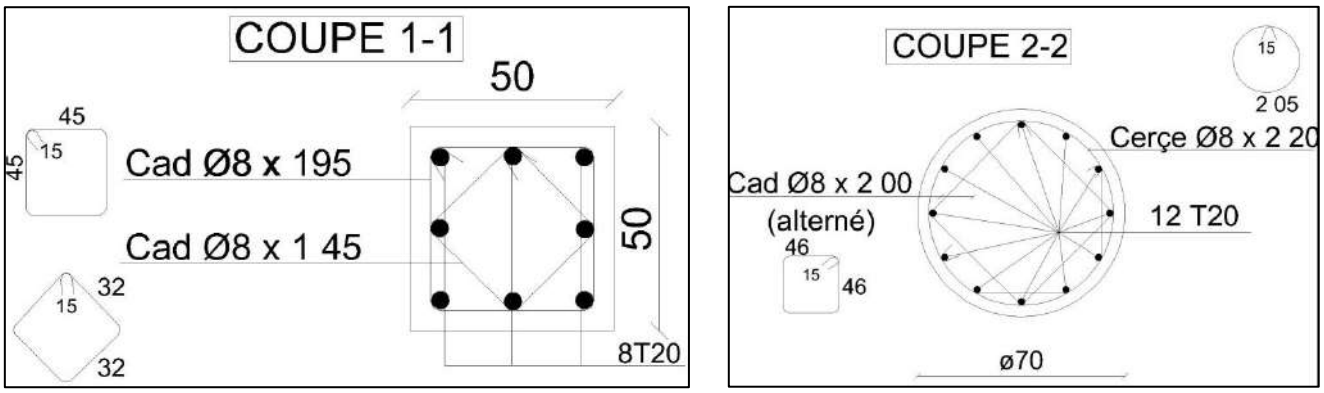


Figure V.9 : LES POTEAU BLOC B

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.4- Ferraillage des voiles :

V.4.1- Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière etformer un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, cesystème doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limited´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; ondevra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

V.4.2- 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.4.3- Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1- Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

PDF Page Organizer - Foxit Software

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2- Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4- 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 les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

V.4.4.1- Recommandations des règlements :

a- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 *:*

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement .
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- Av =0.2%Bt →dans la section tendue du voile.

Avec :

PDF Page Organizer - Foxit Software

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

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 maximal des armatures horizontales :

$$\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$$

- Espacement des armatures horizontales :
  - $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
  - $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
  - $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

- La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4 V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- **Ah** : section d'armatures horizontales.
- **d** = 0.9 h : hauteur utile.

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Selon le RPA 99 Version 2003:**

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $Sh \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $Sh \leq \min [1.5a ; 30cm]$

c-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, 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.4.4.2 -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.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

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.

PDF Page Organizer - Foxit Software

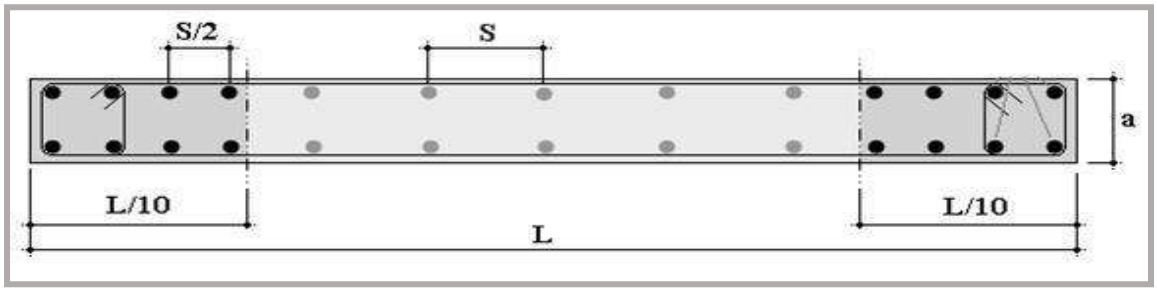


Figure V.10: Disposition des armatures verticales dans les voiles

V.4.5 Ferraillage des voiles pleins :

- **a- Armatures verticales**
- **b- les trumeaux**

➢ **Bloc A :**

a- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.48 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.49 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
RDC	V_1	20x 350	1926.3	990.11	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
	V_2	20×350	1460.7	37.52	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
1ère étage	V1	20×350	1611.0	252.97	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
	V_2	20×350	1222.0	653.10	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
2ème étage	V_1	20×350	1281.9	235.69	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
	V_2	20×350	965.23	260.41	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
3ème étage	V_1	20×350	945.26	124.90	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
	V_2	20×350	702.47	295.68	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
4ème étage	V_1	20×350	606.89	26.91	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
	V_2	20×350	443.02	404.37	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
5ème étage	V_1	20×350	265.40	-31.13	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)
	V_2	20×350	192.42	574.47	ACC	7.00	15	2× (23HA12 =26.01)

b- Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

- $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.50: Vérification des armatures àELS des voiles pleins

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_1	20x 350	1675.99	49.57	52.02	2.0	0	30.5	15	C.V
	V_2	20x 350	1068.23	-302.55	52.02	1.7	0	25.4	15	
1ère étage	V_1	20x 350	1395.87	-31.21	52.02	1.7	0	25.1	15	C.V
	V_2	20x 350	886.38	-20.78	52.02	1.1	0	16.0	15	
2ème étage	V_1	20x 350	1110.28	-31.82	52.02	1.3	0	20.3	15	C.V
	V_2	20x 350	703.32	-16.46	52.02	0.8	0	12.7	15	
3ème étage	V_1	20x 350	821.03	-33.36	52.02	1.0	0	15.1	15	C.V
	V_2	20x 350	518.15	-9.13	52.02	0.6	0	9.3	15	
4	V_1	20x 350	529.78	-145.51	52.02	0.8	0	12.5	15	C.V
	V_2	20x 350	331.99	22.41	52.02	0.4	0	6.3	15	
5	V_1	20x 350	234.68	-147.33	52.02	0.5	0	7.3	15	C.V
	V_2	20x 350	146.40	28.72	52.02	0.2	0	3.2	15	

PDF Page Organizer - Foxit Software

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau V.51 : Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Vérif	S_t adoptée (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	20	3.90	223.91	0.40	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
1ère étage	V_1	20	3.90	86.20	0.15	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
2ème étage	V_1	20	3.90	95.44	0.17	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
3ème étage	V_1	20	3.90	62.35	0.13	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
4ème étage	V_1	20	3.90	80.37	0.14	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
5ème étage	V_1	20	3.90	97.61	0.17	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.52 : Diamètre des armatures transversaux

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	**EpinglesΦt**
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

PDF Page Organizer - Foxit Software

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 m2 au moins.

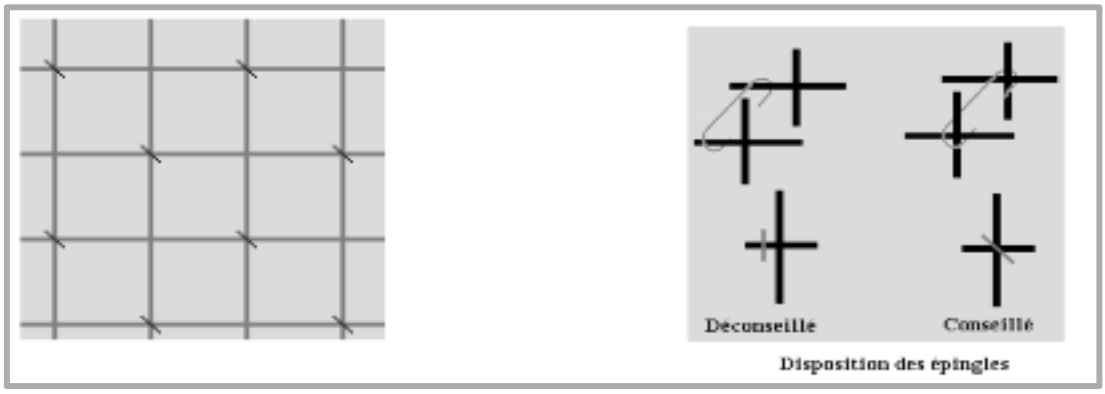


Figure V.11 : Les armatures transversales et les épingles des

Toutes les longueurs de recouvrement sont : $L_r=50\phi=48$ cm ~ 50 cm.

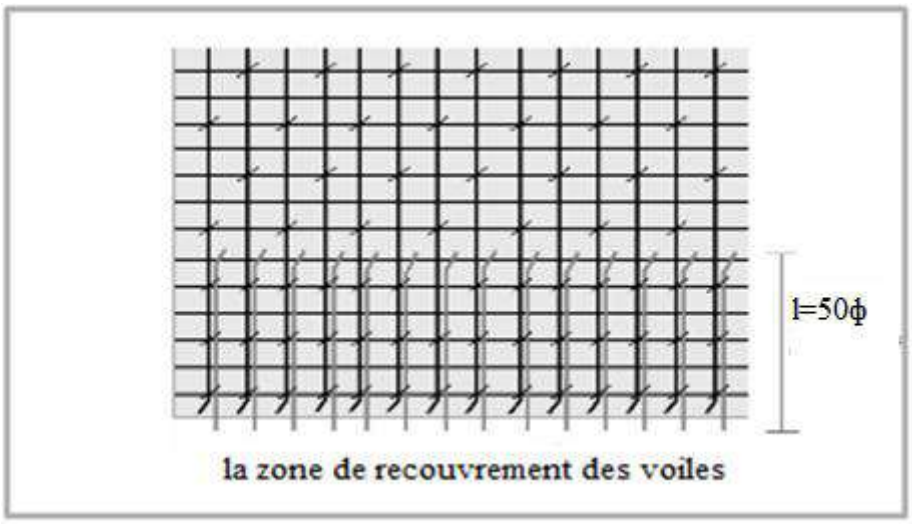


Figure V.12 **:**La zone de recouvrement des voiles

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Bloc B :**

a.1- Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau V.53: Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_5	20×0.95	780.04	249.19	ACC	1.9	15	2× (6HA12 =6.79)
1ère étage	V_5	205×0.95	716.69	84.01	ACC	1.9	15	2× (6HA12 =6.79)
2ème étage	V_5	20×0.95	544.24	115.82	ACC	1.9	15	2× (6HA12 =6.79)
3ème étage	V_5	15×0.95	412.57	88.48	ACC	1.9	15	2× (6HA12 =6.79)
4ème étage	V_5	20×0.95	279.03	11.87	ACC	1.9	15	2× (6HA12 =6.79)
5ème étage	V_5	20×0.95	120.08	95.82	ACC	1.9	15	2× (6HA12 =6.79)

a.2- Vérification des armatures à l'ELS :

Tableau V.54 : Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_4	15×3.00	382.05	27.41	13.57	1.52	15	22.76	201.63	C.V
1ère étage	V_4	15×3.00	322.79	25 .62	13.57	1.31	15	19.52	201.63	C.V
2ème étage	V_4	15×3.00	285.29	21.57	13.57	1.15	15	17.15	201.63	C.V
3ème étage	V_4	15×3.00	192.79	17.69	13.57	0.81	15	12.01	201.63	C.V
4ème étage	V_4	15×3.00	126.16	13.18	13.57	0.54	15	8.08	201.63	C.V
5ème étage	V_4	15×3.00	53.44	14.00	13.57	0.31	15	4.58	201.63	C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

B.1- Las armateurs horizontaux :

Tableau V.55 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérif	$S_{t\ adoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_5	20	390	289.60	0.41	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
1ère étage	V_5	20	390	45.74	0.06	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
2ème étage	V_5	20	390	79.89	0.11	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
3ème étage	V_5	20	390	34.64	0.04	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
4ème étage	V_5	20	390	28.19	0.04	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)
5ème étage	V_5	20	390	15.31	0.02	2.5	C.V	15	2× (26HA10 =20.42)

- **c. 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 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄:

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

PDF Page Organizer - Foxit Software

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b0 : 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 ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄ :

- **Aciers longitudinaux *:***

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\begin{cases} \lambda > 1 \quad \text{(linteau longe)} \\ \lambda = 1/h \\ \lambda < 1 \text{(linteau court)} \end{cases}$$

a- linteau long λ>1 :

On à: $St \leq Atfe\frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

PDF Page Organizer - Foxit Software

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

Z = h – 2 d'

b- linteau court λ< 1 :

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_l . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

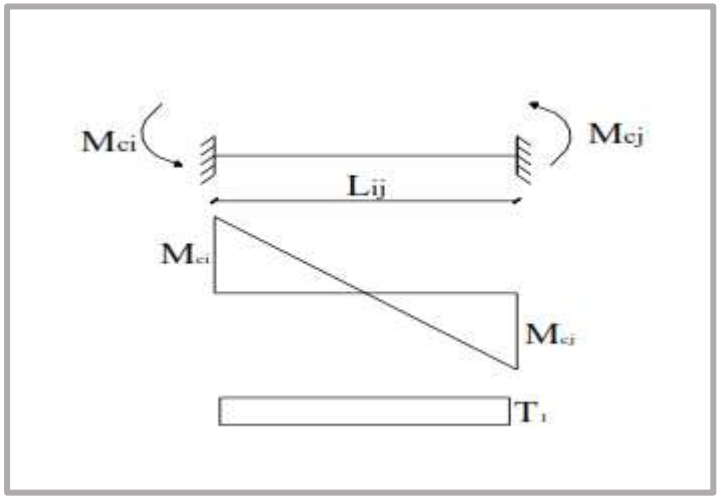


Figure V.13 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

2. Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄ :

Dans ce cas, il y a 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 :

$$A_D = \frac{V}{2 sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } tg\alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

V = Vu (sans majoration)

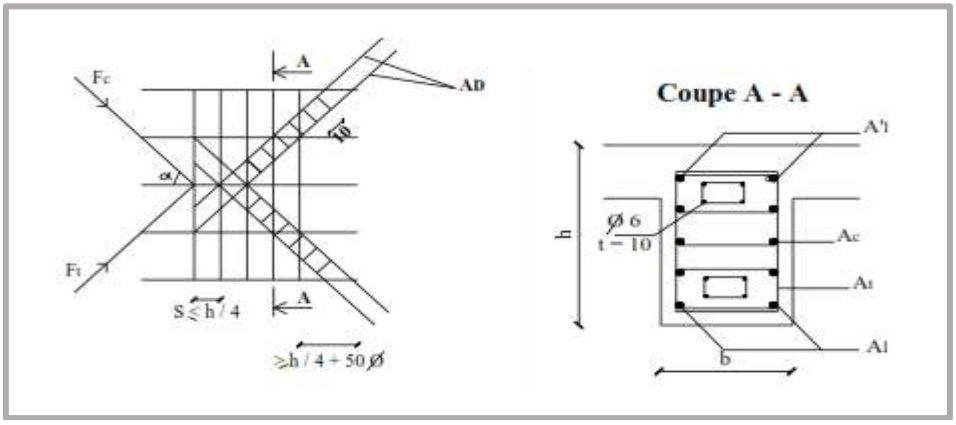


Figure V.14 : Armatures du linteau selon le RPA

3. Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄:

On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$

$A_D = 0$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

➢

$A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > \mathbf{0.06}f_{c28}$

$A_t \geq 0.15\%b.s$ si $\tau_b \leq \mathbf{0.06}f_{c28}$

➢

$A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > \mathbf{0.}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau V.56 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC	V_5	20	425	2.65	131.66	0.39	97.09	Flexion simple
1ère étage	V_5	20	425	2.65	78.37	0.23	56.10	Flexion simple
2ème étage	V_5	20	425	2.65	55.71	0.16	36.32	Flexion simple
3ème étage	V_5	20	425	2.65	39.23	0.12	24.78	Flexion simple
4ème étage	V_5	20	425	2.65	21.72	0.06	10.79	Flexion simple
5ème étage	V_5	20	425	2.65	10.18	0.05	4.02	Flexion simple

Tableau V.57 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

Niveau	**A_l**	**A_t**	**S_a**	**A_l**	**A_t**
RDC -1ère	2.30	1.58	15	2× (4HA12) = 4.52	2× (2HA12) = 2.26
1ère - 2ème	1.67	1.58	15	2× (4HA12) = 4.52	2× (2HA12) = 2.26
2ème - 3ème	1.67	1.58	15	2× (4HA12) = 4.52	2× (2HA12) = 2.26
3ème - 4ème	0.70	1.58	15	2× (4HA12) = 4.52	2× (2HA12) = 2.26
4ème - 5ème	0.54	1.58	15	2× (4HA12) = 4.52	2× (2HA12) = 2.26
5ème	0.54	1.58	15	2× (4HA12) = 4.52	2× (2HA12) = 2.26

PDF Page Organizer - Foxit Software

CHAPITRE VI

Etude de L'infrastructure

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.1- Introduction :

Une fondation est 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.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2- type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.3- Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composé de marne grisâtre
  - De faible humidité et à moyenne compacité.
  - Moyennement plastique.
  - Peu compressible
  - De bonne cohésion
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est modérée.
- Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 1.8 bars** avec un ancrage de 1.5m sous le niveau du sous-sol (-3.40).

VI.4- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Pour le bloc A :

Les dépositions de semelles filantes sous voiles et poteaux :

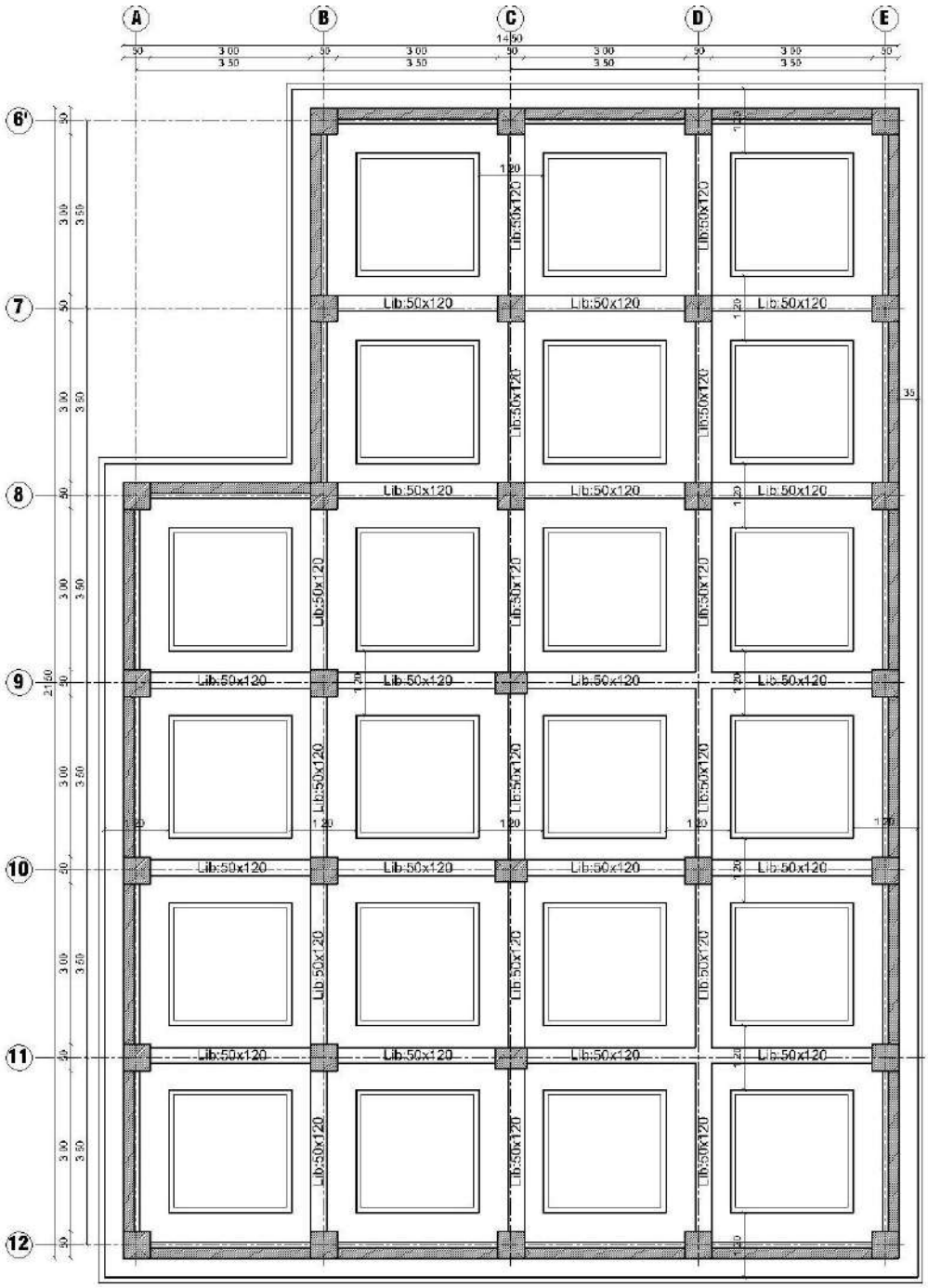


Figure VI -1 : disposition des semelles bloc A

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.4.1 - Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.4.2- Semelles filantes:

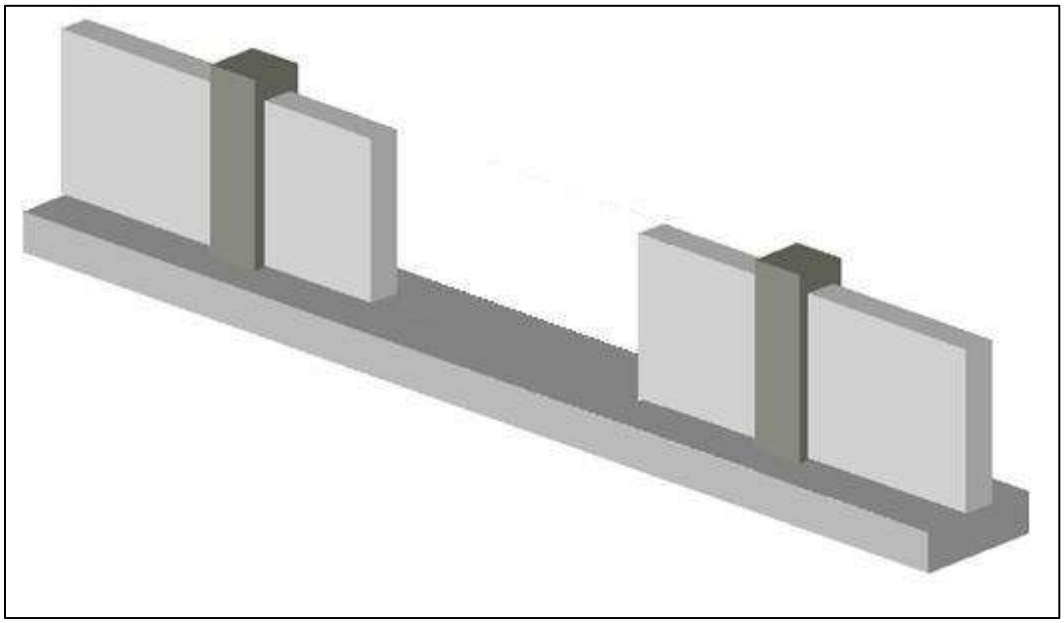


Figure VI -2 : schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux

VI.4.2.A-semelle filante sous voiles :

- **1-Dimensionnement :**

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nt}{L}$$

Avec :

PDF Page Organizer - Foxit Software

- ✓ Nt : L'effort normal réparti sur les voiles
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit :

$$\left(\frac{a}{b}\right)\sigma_{sol}B^3 - NB - (3e_0N) \geq 0$$

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids du remblai et du poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

N°	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser} (KN/ml)	B_{choi}(m)	A_{ser}(m)	h (cm)
Sfv1	7	1808.616	258.374	1.20	1.85	30
Sfv2	21	6246.153	297.436	1.20	2.13	30
Sfv3	14	4281.214	315.801	1.20	2.26	30
Sfv4	14	4774.887	341.063	1.20	3.43	30
Sfv5	10.5	2130.437	202.899	1.20	1.45	30

- **2-Ferraillage :**

Le calcule se fait par un largeur B et longueur de 1 métré linéaire Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau.VI. 2 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU et l'ELS

N°	Etat	N KN/ml	A_b (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)	$A_{rép}$(cm^2)	$A_{b\ final}$	$A_{rép\ final}$
Ssv1	ELU	348.704	2.50	7.92	2.37	**7HA12= 7.92**	**6HA12= 6.79**
	ELS	258.374	3.19				
Ssv2	ELU	401.538	2.88	7.92	2.57	**7HA12= 7.92**	**6HA12= 6.79**
	ELS	297.436	3.68				
Ssv3	ELU	426.331	3.06	7.92	2.67	**7HA12= 7.92**	**6HA12= 6.79**
	ELS	315.801	3.90				
Ssv4	ELU	460.435	4.63	7.92	2.37	**7HA12= 7.92**	**6HA12= 6.79**
	ELS	341.063	5.90				
Ssv5	ELU	273.913	2.70	7.92	1.98	**7HA12= 7.92**	**6HA12= 6.79**
	ELS	202.899	2.51				

❖ **Recapitulation:**

Tableau.VI. 3 : Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes sous voiles

	$A_{b\ finale}$ (cm^2)	$A_{répfinale}$ (cm^2)	S_b(cm)	$S_{rép}$ (cm)
Ssv1	**7HA12**=7.92	**6HA12**=6.79	15	15
Ssv2	**7HA12**=7.92	**6HA12**=6.79	15	15
Ssv3	**7HA12**=7.92	**6HA12**=6.79	15	15
Ssv4	**7HA12**=7.92	**6HA12**=6.79	15	15
Ssv4	**7HA12**=7.92	**6HA12**=6.79	15	15

PDF Page Organizer - Foxit Software

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau_s = 0.6.\varphi_s^2.f_{t28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.835$ MPa..

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, f_e}{4 \,.\, \tau_s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2{,}835} = 42.86\ cm$$

$$ls = 42.86\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{1.35}{4} = 33.75cm$$

➢ **Conclusion :**

Donc l'ancrage est une courbe

❖ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Tableau.VI. 1 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles à l'ELU

	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e (mm)	B (m)	B/4 (mm)	e ≤ B/4
Ssv1	2440.928	1.97	0.0005	1.20	250	C.V
Ssv2	8432.298	1.68	0.0001	1.20	250	C.V
Ssv3	5968.634	4.98	0.0006	1.20	250	C.V
Ssv4	6446.090	2.31	0.0003	1.2	300	C.V
Ssv5	2876.086	0.48	0.001	1.20	250	C.V

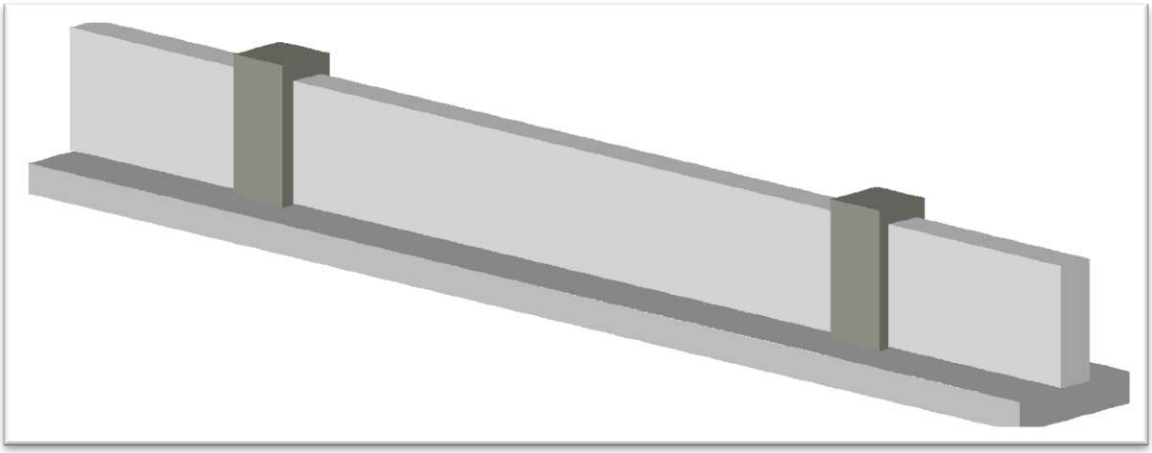


Figure VI. 3 : Schéma d'une semelle filante sous voile.

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.4.2.B- Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous poteaux comporte deux éléments, on distingue la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

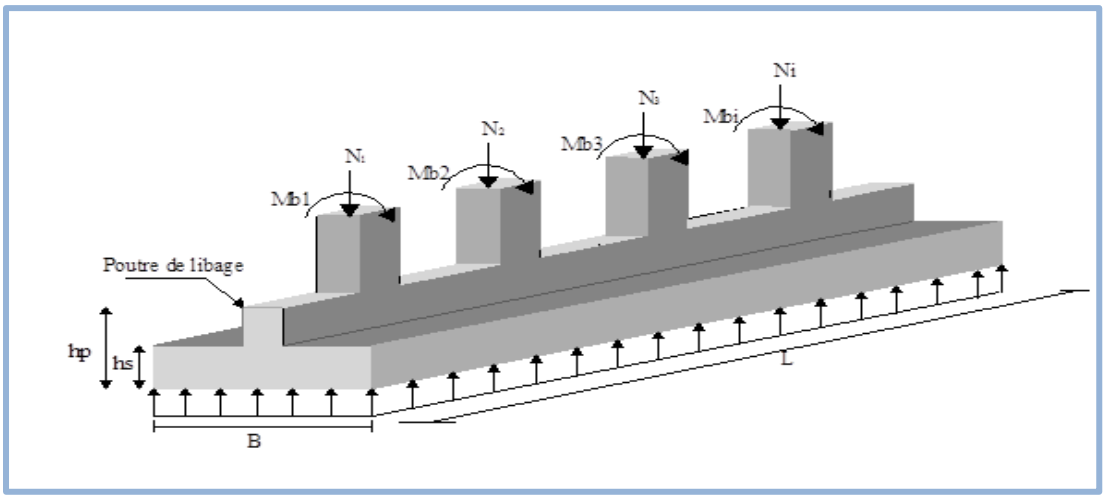


Figure VI. 4 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux

- **1-Ferraillage transversale :**

La semelle est prise comme une semelle isolée sous le poteau le plus chargée par N et M, dans notre cas le moment est négligeable par rapport au l'effort normale

Sous l'effet de N, on calcule le ferraillage suivant A et B.

$$A_b = \frac{N_{i.}(B-b)}{8.\overline{\sigma}.d_b} \qquad \sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}}{S_f}$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

2-Dimensionnement :

Tableau VI.5 : Dimensionnement des semelles sous poteaux

N	L (m)	Nser (KN)	P Semelle (KN)	PA Poteau (KN)	P remblai (KN)	B_{choi} (m)	h (cm)	σ (MPA)	Vérifiction
SF1	21	3984.61	157.5	25	307.44	1	30	0.118	C V
SF2	21	8093.88	204.75	35	399.672	1.30	30	0.172	C V
SF3	10.5	2591.78	78.75	20	153.72	1	30	0.147	C V
SF4	10.5	2888.88	78.75	20	153.72	1	30	0.162	C V
SF5	14	2769.62	105	15	204.96	1	30	0.123	C V
SF6	14	4338.73	105	25	204.96	1	30	0.179	C V
SF7	14	2762.72	105	15	204.96	1	30	0.123	C V
SF8	14	1835.12	105	15	204.96	1	30	0.090	C V

- **3-Ferraillage :**

Tableau VI. 6 : Ferraillage des semelles filantes sous poteaux

N°	Etat	N KN/ml	A_b (cm^2)	$A_{b\ choi}$ (cm^2)
SF 1-3-4-5-6-7-8	ELU	418.37	3.00	**5HA12**=5.65
	ELS	309.90	3.83	
SF 2	ELU	520.32	5.6	**7HA12**=7.92
	ELS	385.42	4.15	

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence $\tau_s = 0.6.\varphi_s^2.f_{t28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.835$ MPa.

La longueur de scellement égale à :

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, f_e}{4 \,.\, \tau_s}$$

ls>$B4$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.

B8 ≤ls≤B4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.

ls<$B8$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

TableauVI.7 : Vérification des longueurs de scellement**.**

	B(m)	A(m)	Ls(cm)	B/8	B/4	Ancrage
1	1	5.62	42.86	12.5	25	courbes
2	1.30	7.92	42.86	16.25	32.5	courbes

❖ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Tableau VI. 8 : Vérification de la stabilité au renversement de la semelle sous poteaux

N°	N_{ELU} (KN)	M_{ELU} (KN.m)	e_{0b}(mm)	B (m)	B/4 (mm)	$e_{0b} \leq B/4$
SF1	8785.77	2.96	0.0005	1	250	C.V
SF2	10926.73	6.5	0.0005	1.30	325	C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.5- La poutre de libage :

VI.5.1- Détermination de la hauteur :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexions.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}}$$

- E : Module d'élasticité du béton.
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 Kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la semelle ($I = \frac{B.h_p^3}{12}$ avec h_p : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.l^4.K}{.E}}$$

Tableau VI.9 : Détermination de la hauteur de libage des semelles sous poteaux

	b (m)	***l*** (m)	l_e (m)	h_p (m)	**I** (cm^4)	$\frac{\pi}{2} l_e(m)$	$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$
PL	0.5	3.5	3.53	1.2	7200000	5.55	C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.5.2- calcule le ferraillage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage se fait en flexion semple en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui est calculé par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{B.L}(KN/m^2)$$

Avec :

- $\sum N_i$: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la semelle.

Les valeurs de q sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI .10 : Détermination des valeurs de q des semelles filantes souspoteaux

poutre de libage	Ni (SER) (KN)	Ni (ELU) (KN)	L(m)	Q_{ELU} (KN / m²)	Q_{ser} (KN / m²)
PL	8093.88	10926.73	21	520.32	385.42

- **Remarque :** le calcul est fait pour une bonde de1 mètre linéaire.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau VI. 11 : Ferraillage longitudinale à l'ELU de la poutre de libage

N°	Position	Mu	h	A'	A_{calcul}	$A_{choisie}$
		(KN /m)	(cm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
PL	En travées	256.7	120	0	6.5	5HA16=10.05
	En appuis	564.18		0	14.1	8HA16=16.08

VI.5.3- Vérification des contraints à l'ELS :

Les vérifications des contraints des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Pour le béton: $\overline{\sigma_b} = 15\,MPa$

Pour l'acier: $\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho . f_{t28}}\right] = 202\,MPa$ fissuration préjudiciable

Tableau VI .12 : Vérification des contraints à L'ELS

N°	Section	M_{ser}	σ_b	σ_s	$\sigma_{s\leq\sigma s'}$	$\sigma s \leq \sigma s'$	$\sigma b \leq \sigma b$
		(KN /m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)		
PL	travées	191.73	1.4	19.1	122.78	CV	CV
	appuis	408.47	4.8	58.9	140.2	CV	CV

Toutes les vérifications sont vérifiées, donc on garde la section d'acier de l'ELU

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.5.4 Vérification de l'effort de tranchant : $\bar{\tau}u$

Tableau VI. 13: Vérification des contraints à L'ELS

N°	Section	Vu (KN)	τ_u (MPa)	(MPa)	Vérification
PL	50*120	936.3	1.73	2.5	C .V

VI.5.5 Armatures transversales :RPA99Version2003►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ **La quantité d'armatures transversales est donnée par** :

$A_t = 0{,}003.\ S_t\ .b$

$S_t \leq h/2$ en — Zone courante

$S_t \leq \min(h/4\ ;\ 12\phi_l)$ — Zone nodale

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$$S_t \leq \min[0{,}9d;\ 40cm]$$

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0{,}3 f_{c28}.K)}{0{,}9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, $\alpha = 90^0$

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

PDF Page Organizer - Foxit Software

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

Tableau VI. 14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

	CBA 93		RPA 99			$A_{t\ choisi}$ et $S_{t\ choisi}$	
τ_u	A_t	S (nodale)	S' (courante)	A_t	S (nodale)	$A_{t\ choisi}$	$S_{tchoisi}$
(MPa)	(cm^2)	(cm)	(cm)	(cm^2)	(cm)	(cm^2)	(cm)
1.73	1.12	10	20	2.25	10	**6HA8**=3.02	15

VI.5.6 Vérification de la flèche :(CBA93) :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Tableau VI.15 :Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif. 1	$M_t/(10\ M_0)$	Vérif. 2	$A/(b_0.d)$	4,2/fe	Vérif. 3
PL	3.5	120	0.342	0,0625	C.V	0.024	C.V	0.005	0.0105	C.V

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ :

VI.6.1- 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 plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI.6.2- Pré dimensionnement :

les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 × 30) cm².

On adopte : (b × h) = (30 ×30) cm².Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à :

$$\begin{cases} F_{ult} = \dfrac{N_u}{\alpha} \geq 20 \ \ KN \\ F_{ser} = \dfrac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20 \ \ KN \end{cases}$$

- ❖ N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité : N_U = 2917.42KN
- ❖ α : coefficient de site en fonction de la zone sismique
- ❖ Dans notre cas : α = 12 (Zone III ; Site S_2)

$$\Rightarrow F_u = \frac{2917.42}{12} = 243.12 \text{ KN}$$

VI.6.3- Ferraillage :

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_U \geq \dfrac{F_u}{\sigma_s}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau VI. 16 : calcule le ferraillage

B (cm^2)	F(KN)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	Vérification
30*30	243.12	6.98	6HA14=9.23	1.2	7.2	C.V

b. Etat limite de service: (CBA 93) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\sigma_S} = min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}] = 202 \text{ MPa.}$$

Avec : F_{ser} = 176.13 KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{176.13 \times 10^3}{923} = 190.82\,MPa \leq \overline{\sigma_s} = 202\,MPa. \qquad (C.V)$$

TableauVI. 17 : vérification A ELS.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	A (cm^2)	σ_s MPA	$\overline{\sigma_s}$ MPA	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*30	2113.6	108.57	9.23	190.82	201.63	CV

VI.6.4- Armatures transversales :

➢ **Calcul des armatures transversales :**

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE400.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le **CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄**

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

PDF Page Organizer - Foxit Software

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄:**

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] …….. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 ……..[Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄**

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements

(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 18: calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		**RPA 99**			**St adopté (cm)**		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*30	0.038	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4HA8 =1.51

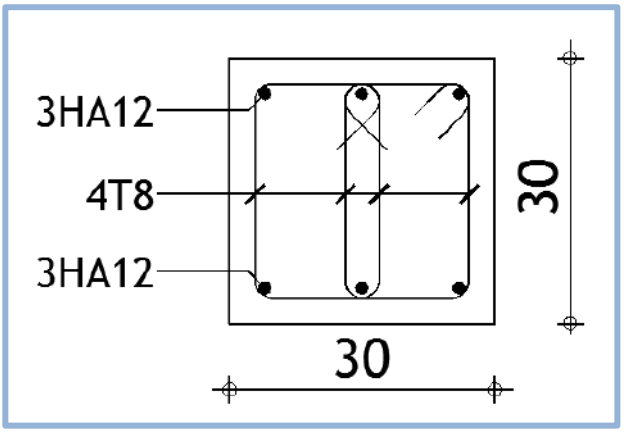


Figure VI.5 : Ferraillage de la longrine.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Poure le bloc B :

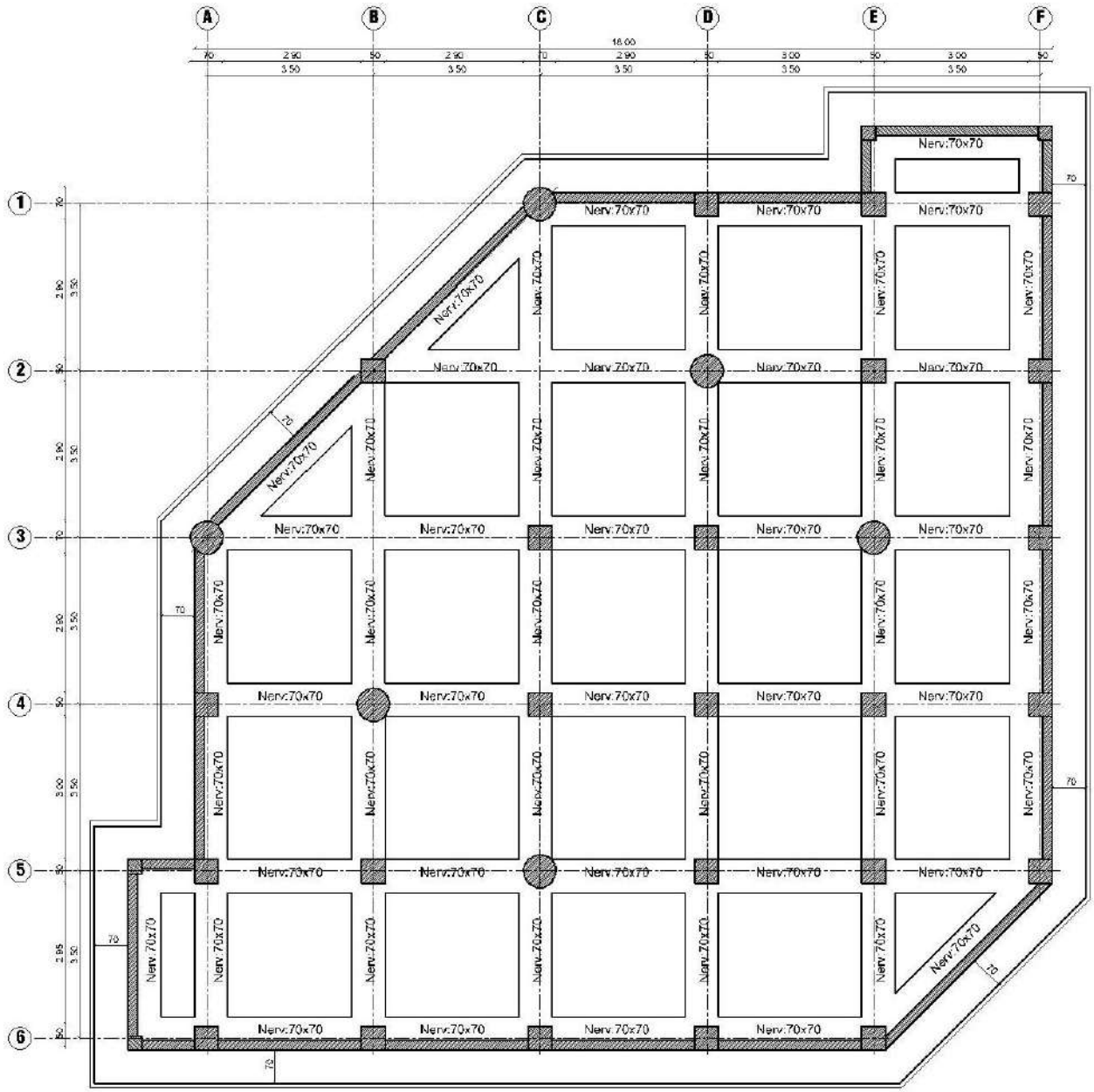


Figure VI -6 : disposition des semelles bloc B

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.7. Radier général

VI.7.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.7.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition:

$$\sigma \max \geq \sigma adm \quad => \quad S \quad \geq \quad I = \frac{bh^3}{12} \qquad \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a : N = G+Q= 44129.379 KN

$$\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

On trouve :S $\geq$ 245.16m^2

La surface du bâtiment Sb $\geq$ 304.19m^2

Donc la surface totale du radier est 304.19 m^2

VI.7.3- Pré dimensionnement de radier :

a. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- Condition forfaitaire :

$$hr1 \geq \frac{Lmax}{20}$$

Avec: L_{max}: la longueur maximale entre les axes des poteaux.

Lmax = 3.50 m

=> $hr1 \geq$ 18 cm

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Condition de la raideur:**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:

$$L\max \geq \frac{\pi}{2} Le$$

Avec $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier

E: Module d'élasticité du béton (en prend E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm3] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm3] → pour un très bon sol.

On aura: $0{,}5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$

$$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$hr2 \geq$ 24 cm

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\left(0{,}1f_{c28}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Avec:

$$T_u = \frac{qL}{2} \qquad q = \frac{N_u.1ml}{S_{rad}}$$

Nu=Nu (superstructure)

Nu=44129.379KN

L=3.5m ; b=1m

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}b(0,9\bar{\tau})}$$

$$hr3 \geq 11\text{cm}$$

Donc : $hr1 \geq \max(hr1, hr2, hr3) = 0.11$

$$hr1 = 30\text{cm}$$

b. <u>Dimensionnement des nervures</u> :

1. Largeur des nervures :

Condition de coffrage

***2.* Hauteur des nervures :**

Condition de poinçonnement

Il faut vérifier : $b \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{350}{10} = 35$ cm

$$N_u \leq 0,045U_c.h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{.....(1)}$$

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité,

⇨ Nu = 2907.25 kN.

⇨ Uc: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a+b)+2h]$$

PDF Page Organizer - Foxit Software

D : les dimensions du poteau (70).

D'après l'équation (1) on a :

$hn1 \geq 0.58$ m on prend $hn1 = 60$cm

- **Condition de la raideur:**

- Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. l'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (*)$$

- Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale a :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumiseà la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.
- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

On veut que: $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$

PDF Page Organizer - Foxit Software

Avec :

A,b= 70 cm (largeur du poteau)

l entre axe = 3.5m

Le = 3.85 m

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de h:

On aura: $h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}}$:

⇨ hn2 = 50.89cm

- **Condition de la flèche:**

  La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : Lmax=3.50m

⇨ 23 cm < hn3 < 35 cm

On choisit : Hn3= 30 cm

Donc hn>max(hn1 , hn2 , hn3) = 60cm

hn = 70 cm

❖ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier ***hr=25 cm***

- Les dimensions de la nervure ***hn =70 cm*** ***bn=70 cm***

VI.7.4- caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité:

Xg=9.466cm

Yg=8.821cm

PDF Page Organizer - Foxit Software

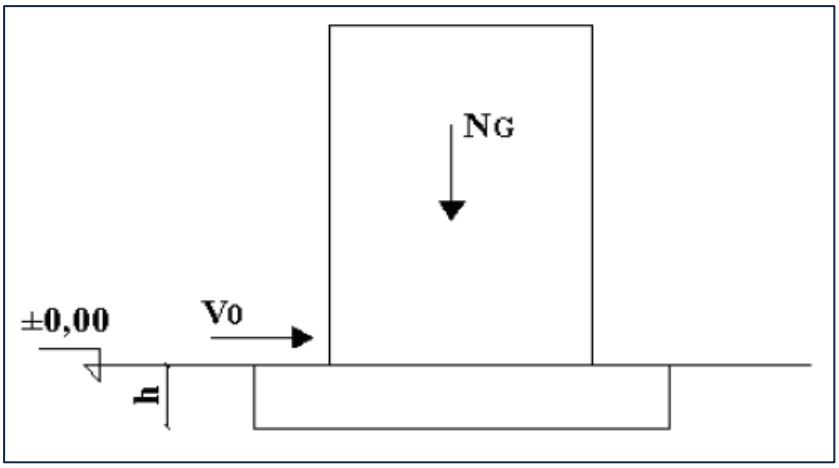


Figure VI-7 : Schéma statique du bâtiment

b. Moments d'inertie:

Ixx= 7.548E+07cm

Iyy=3.092E+06 cm

VI.7.5- Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5

Avec:

- Ms: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique Et :

- Mr= M0+V0h
- M0: Moment à la base de la structure.
- V0: L'effort tranchant à la base de la structure.
- M0, V0 : sont tirés à partir du fichier SAP2000 V17.1
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Sens x-x:**

Msx=Ng. Xg

Msx=Ng. Xg

Mrx=105325.16kN.m

Avec:

$N_g=N_{g1}+N_{g2}$

Et :

- N_{g1}: Poids propre de la superstructure.
- N_{g2}: Poids propre du radier

Alors : N_{G1}= 44129.379KN

$N_{G2}=\rho_b.S.h=25*304.19*0,25=1901.18$ kN

Donc: N_G=46030.559kN

Ms=435725.271 KN

$\frac{M_s}{M_R}$ =4.13 >1.5 ….*CV*

- **Sens y-y:**

M_{Ry} = 105347.614 KN.m

M_s=406035.560 KN.m

$\frac{M_s}{M_R}$ = 3.85> 1.5 cv

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

PDF Page Organizer - Foxit Software

VI.7.6- Vérification des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{46030.559}{304.19} = 0.151Mpa < 0.18Mpa$$

VI.7.7- ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable

a. Ferraillage de la dalle du radier:

- **Détermination des efforts:**

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ => La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ …….sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y q L y^2$ …….sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

- **Panneau de rive :**
  - **Moment en travée :**

Mtx= 0.85Mx

Mty=0.85My

  - **Moment sur appuis:**

Max= May=0.3Mx (appui de rive)

Max= May=0.5Mx (appui d'intermédiaire)

PDF Page Organizer - Foxit Software

➢ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée:**

$Mt_x = 0.75M_x$

$Mt_y = 0.75M_y$

- **Moment sur appuis :**

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4$ => La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: Mt=0,85M0
- Moment sur appuis: Ma=0,5M0

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

b. Valeur de la pression sous radier:

ELU:qu= 235.44 kN/m²

ELS:qser= 174.40 kN/m²

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

ELU:qu= 235.44 kN/m²

ELS:qser= 174.40 kN/m²

On à le rapport des panneaux la 0.4<Lx/Ly<1.0 dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

PDF Page Organizer - Foxit Software

Tableau VI.19 : Calcul des moments à l'ELU

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	µx	µy	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P2	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P3	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
						106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P4	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P5	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P6	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P7	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P8	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
P9	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	79.5975	216.3075	53.06
p10	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	31.84
										53.06
p11	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	31.84
										53.06
p12	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84
p13	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84
p14	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84
p15	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84
p16	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	31.84
										53.06
p17	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	31.84
										53.06
p18	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84
p19	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84
p20	3.5	3.5	1	0.038	1	106.13	288.41	90.21	216.3	53.06
										31.84

PDF Page Organizer - Foxit Software

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$ la dalle travaille dans les deux sens.

Tableau VI.20 : Calcul des moments à l'ELS

PANNEAU	*Lx*	*Ly*	*Lx/Ly*	*μx*	*μy*	*Mx*	*My*	*Mtx*	*Mty*	*Ma*
P1	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P2	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P3	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
						94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P4	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P5	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P6	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P7	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P8	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
P9	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	70.657	160.23	47.105
p10	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	28.26
										47.105
p11	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	28.26
										47.105
p12	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	28.26
										47.105
p13	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	47.105
										28.26
p14	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	47.105
										28.26
p15	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	47.105
										28.26
p16	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	28.26
										47.105
p17	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	28.26
										47.105
p18	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	47.105
										28.26
p19	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	47.105
										28.26
p20	3.5	3.5	1	0.0441	1	94.21	213.64	80.07	160.23	47.105
										28.26

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Calcul du ferraillage:**

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Avec :

fc28=25MPa ; ft28=2,1MPa ; σbc=14,17MPa ; fe=400MPa ; σs=348MPa ; b=100cm ; h=70cm ; d=0,9h ; h=25cm

- **Vérification des contraintes l'ELS :**

$$Tx = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{2ly + lx}$$

$$Ty = \frac{qu \cdot lx \cdot ly}{3ly}$$

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes des panneaux de radier

	SENS	Achoisie	Mser	бb (MPa)	бs (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
Travée	x	7.70	80.07	2.34	169.69	15	201.63
	Y	10.05	160.23	3.65	189.37	15	201.63
appuis	X	7.70	47.11	1.38	100.00	15	201.63
	Y						

Tableau VI.22 : Ferraillage des panneaux du radier a l'ELU

	SENS	Mu	Acalculé	Achoisi	st
travée	x	90.21	4.02	5HA12=5.65cm²	15
	y	216.30	9.75	7HA14=10.77cm²	15
appuis	x	53.06	2.36	5HA12=5.65cm²	15
	y				

PDF Page Organizer - Foxit Software

- **Espacement :**

Sens x-x : St = 100/5 = 20cm <Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

Sens y-y : St = 100/5 = 20cm < Min(3h ;33)=33 cm ….. (cv)

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

⇨ T_x=672.854 KN

⇨ T_y=592..365 KN

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d} = 0.250 < 1.167 \text{ Mpa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.7.8- ferraillage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : Mt=0,85M0

En appuis : Mt=0,50M0

b. Calcul des armatures :

b =70 cm ; h=70cm ; d=65 cm ;L=3.5m ; q_{ult}=235.44kN/ml; qser= 174.40 kN/m²

Tableau VI.23 : Ferraillage des nervures a l'ELU

	Mu	μ	Acalculé	Achoisi	st
travée	306.43	0.086	16.69	6HA20=18.85cm²	20
appuis	180.25	0.043	8.15	7HA14=10.77cm²	15

PDF Page Organizer - Foxit Software

c. Vérification des contraintes l'ELS:

Tableau VI.24 :Vérification des contraintes des nervures

	Achoisie	Mser	ϭb (MPa)	ϭs (MPa)	[ϭb] (MPa)	[ϭs] (MPa)
Travée	18.85	226.99	4.35	174.62	15	201.63
Appuis	10.78	133.52	3.21	179.46	15	201.63

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\left(0{,}1 f_{c28}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad \Rightarrow \quad Tu = 412.02\ KN.m$$

⇨ 0.654< 2.5 MPa

e. Vérification de la contre flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

⇨ 70/350= 0.2>0.0625 ….. (cv)

⇨ 0.2> 0.1 …… (cv)

⇨ 0.007 < 0.0105 ……(cv)

PDF Page Organizer - Foxit Software

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M0 : le moment isostatique.
- Mt : le moment maximal en travée.
- As : la section de l'armature tendue correspondante
- fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

f. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e}$$

$$S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) = 40cm \qquad \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) = 0{,}4MPa$$

$$A_t \geq 0{,}003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 19{,}2cm \ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ nodale$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante$$

Avec : $\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$

ϕ_t=1.4 cm

fe =400MPa ; τu=0,65Mpa ; ft28=2,1Mpa ; b=70cm ; d=65cm

On trouve :

St=15cm……Zone nodale.

St=20cm……Zone courante.

At≥4.5cm2

on prend : **6HA12=6,79cm2**

PDF Page Organizer - Foxit Software

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se 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.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

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 étroite 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 facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

PDF Page Organizer - Foxit Software

Conclusion

PDF Page Organizer - Foxit Software

REFERENCES 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 structuresen béton «HENRY THONIER ».

[6] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

Logiciels :

- SAP 2000 v 17
- Expert 2010
- Socotec