REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

ETUDE D'UN BATIMENT SOUS SOL +RDC +6ETAGES à USAGE HABITATION

Présenté par

LAIDI RADHIA

BENMOKLA NAFAA

Proposé et Dirigé par

DR.SKENNDER ZAKARIA

Promo Juine 2022

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bonchemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage et de la volonté afin depouvoirréalisercemodestetravail.

Nos remerciements à nos parents,pour leurs soutiens et leur encouragement pendanttoute la vie, et qui vont continuer à nous aider dans tous les projets de l'avenir, ainsi que tousles membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nousaiderdansnotreprojet.

Noustenonsàexprimernotreprofondremerciementànotrepromoteur,Mr.SKENDER Zakaria, pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiancequ'il nous a accordés.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département deGénieCivildel'universitédeMédéa,etlesenseignantsquiontparticipéànotreformation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisationde cemémoire.

Dédicaces

Enfin le jour tant attendu par ceux qui m'ont donné la vie estarrivé.C'estavechonneuretfiertéquejedédiecelabeur,jelenommelabeur carDieuainsiquemesparentssaventcombienjemesuisinvestiedepuismama ternellejusqu'àcejourmercibonDieu.

A Mesparents

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grandssacrifices, Ils ont pu Créer le climat affectueux et propice à lapoursuite demesétudes.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect,

maConsidérationetMesprofonds sentimentsenverseux.

A mes sœurs :mahdia et ibtissem, mon chèrefrère : abdelwahab

ExceptionA monmeilleurbinôme Nafaa

A mes amies de ma vie : sabrina ,

ghada , nawel , leila , lamia , ines ,

ilham , salma, kaouther

Mes collègues et mes amis sans exception surtout de lapromo ***GénieCivil2022****.*

Ilsvonttrouvericiletémoignaged'unefidélitéetd'une amitié

Infinie.

LAIDI RADHIA

Dédicace

Avant tout je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la force ,le courage et la patience pour continuer mon parcours

Je dédie ce modeste travail à mon cœur ‹ Ma Mère › qui m'a encouragé et soutenus tout le long de mes études

A celui qui m'a toujours dirigé , aidé et encouragé à fin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage , à l' homme qui à toujours souhaité me avoir à la hauteur ‹Mon Père ›

A tous ma famille .....et mes frères

A Mon binôme LAIDI RADHIA

En fin, je remercie Aymen ,Mohamed ,Merouane ,Abderrahmen qui ont contribués pour réaliser ce travail.

NAFAA BENMOKLA

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق تحت الأرض+طابق أرضي +ستة طوابق) ذات استعمال سكني المقرر بناءها في ولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(RPA 99 version 2003).

-قواعد الخرسانة المسلحة (CBA93).

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج,«SAP2000 V20.2.0»وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية وهذا بحساب الأساسات

الكلمات المفتاحية : الهياكل , التسليح , الخرسانة المسلحة , الأساس , الدراسة الزلزالية.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton arméà usage habitation en(SS+ RDC + 6 étages), qui sera implanté à la willaya de boumerdes , classée comme une zone de forte sismicité (Zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un systèmedes portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur : les règles parasismiques algériennes (RPA99) version 2003 et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 »

En dernierlieu, nousavonsétudié l'infrastructureen calculantlesfondations.

Mots clés: structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique.

Abstract :

This project aims to study the reinforced concrete structure, which contains (basement+ground floor + six floors),ofhabitation use It will be built in the province of Boumerdes, which is classified as a seismic zone of a high level (ZONE III).

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a system of frame and Shear walls.

The calculation of the dimensions and the results of all resistant elements were done according to the Algerian regulations and standards:

-RPA version 2003 and (CBA 93).

The seismic study was done in the numerical method which is based on the finite element with the help of software «SAP2000 V20.2.0»

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation.

Keys words: structure; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

Dédicace
Listes des figuers
Liste des tablaux
INTRODUCTION GÉNÉRALE 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3
2.1. Introduction 3
2.2. Destination et situation 3
2.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage 3
2.4. Conception de la structure 4
2.5. Caractéristique mécanique des matériaux 5
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS 9
II.1. Introduction 9
II.2. Pré dimensionnement des éléments 9
II.2.1. Prédimensionnement des plancher 9
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres 10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 11
II.3.1. Maçonnerie 11
II.3.2. Plancher corps creux 12
II.3.3. Charges d'exploitation 13
II.4. Pré dimensionnement des poteaux 13
II.4.1. Les dimensions des poteaux 13
II.4.2. Etapes de pré dimensionnement 14
II.5. Pré dimensionnement des voiles 20
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES. 23
III.1. Introduction : 23
III.2. ACROTÈRE 23
III.2.1. Introduction 23
III.2.2. Evaluation des charges 23
III.2.3. Détermination des efforts 23
Ferraillage (à l'ELU) 24
III.2.4. Espacement 25
III.2.5. Vérifications 25
III.1.1. Schéma de ferraillage 26
III.2. ESCALIERS 26
III.2.1. Pré dimensionnement 26
III.2.2. Evaluation des charges 27
III.2.3. Détermination des efforts 28
III.2.4. Ferraillage (à l'ELU) 29

III.2.5. Espacement 30
III.2.6. Vérifications 30
III.3. calcul de la poutre paliere 31
III.3.1. Introduction 31
III.3.2. Pré dimensionnement 31
III.2.6. Evaluation des charges 32
III.2.7. Calcule de ferraillage à l'ELU 32
III.2.8. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements 33
III.2.9. Vérifications à l'ELS 33
III.2.1. Vérification de cisaillement de la poutre palière 33
III.2.2. Calcul des armatures transversales 33
III.2.1. Vérification de la fléche 34
III.4. PLANCHER a corps creux 35
III.4.1. POUTRELLES 35
III.4.2. Dimensions 35
III.4.3. Calcul 35
III.4.3.2. Après coulage 37
III.4.3.2.1. Evaluation des charges 37
Détermination des efforts 37
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE 41
IV.1. Introduction 41
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 41
IV.2.1. Centre de masse(ou de gravité) : 41
C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné. 41
IV.2.2. Centre de rigidité : 41
IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants 42
IV.2.4. Excentricité statique (théorique) 42
IV.2.5. Excentricité accidentelle 43
IV.3. Modélisation de la structure 43
IV.3.1. Introduction 43
IV.3.2. Modélisation 43
IV.3.3. Analyse de notre structure 43
IV.4. Choix de la méthode de calcul 46
IV.4.1. Introduction 46
IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 ») 47
IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique 49
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RESISTANTS 61
V.1. Introduction : 61
Combinaisons données par le CBA93 : 61
Combinaisons données par le RPA99 version2003 : 61

V.2. Ferraillage des poutres 61
V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres : 61
V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS 62
V.2.3. Vérification de la flèche 62
V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : 63
V.2.5. Ferraillage transversal des poutres : 63
V.3. Ferraillage des poteaux 65
V.3.1. Armatures longitudinales 65
V.3.2. Armatures transversales 68
V.4. Ferraillage des voiles 72
V.4.1. Ferraillage des trumeaux 72
V.4.2. Ferraillage des linteaux : 78
CHAPITRE VI : FONDATION 83
VI.1 Introduction 83
VI.2 .Types de fondations 83
VI.3. Caractéristiques du sol 83
VI.4 .Choix du type de fondations 84
Figure VI.1 .Les efforts a la base dans la structure. 84
VI.4.2. Semelle filante 87
VI.4.3.Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003 94
VI.4.3.3 .Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement CBA 93.art.A.5.1.2.1.196
Conclusion GENERALE 98
Références bibliographiques 100

Lises des figures

CHAPITREI :Présentation d'ouvrage

Figure II.1 : représentation des dimension en plan du batiment étudié……2

CHAPITREII:Prédimensionnementdesélémentsstructuraux

Figure II.1:Coupeduplancherà corps creux 8
Figure II.2: Double et simple cloison 10
Figure II.3:Surface reprise par le poteau le plus sollicité 13
FigureII.4:Dimensions a respecter par les poutres 18
FigureII.5:Vue en plan et vue en 3D du voile 19

CHAPITREIII:Calculdesélémentssecondaires

Figure III.1:Dimensionsdel'acrotère 21
Figure III.2:Schéma statique del'acrotère 23
Figure III.3:Section de calcul 24
Figure III.4: ferraillage del'acrotère 25
Figure III.5: Schéma d'escalier deux volée 26
Figure III.6:Schéma statique d'une volée 27
FigureIII.7:Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS 27
Figure III.8:Diagramme retenudesmomentsàl'ELU et àl'ELS 27
Figure III.9:Diagrammedes effortstranchants à L'ELU. 28
Figure III.10:Section de calcul 29
Figure III.11:Schéma statique de la poutre paliére 30
Figure III.12: Poutrelle après coulage 20
FigureIII.13: Distribution des charges 32
FigureIII.14:Distribution des charges avec 3 étaiements 33

CHAPITREIV:Etudedynamique

Figure IV.1:Centredemasse etcentrederigidité 46
FigureIV.2: Dispositiondes voiles en 3D 47

CHAPITREV:Ferraillagesdesélémentsstructuraux

Figure V.1:schéma des armatures verticales des voiles suivantX 66
Figure V.2:schéma des armatures verticales des voilessuivantY 67

CHAPITREVI:Etudedel'infrastructure

Figure VI.1:Leseffortsa la base dans la structure 84
Figure VI.2:Les bulles de pressionsous la semelle.....84
Figure VI.3:chevauchement des bulles de pression sous la semelle 86
Figure VI.4: les dimensions finales des semelles filantes 88
Figure VI.5:le ferraillage des semelles la poutre de libage 88
Figure VI.6:ferraillage delongrines. 94

Listes des tablaux

CHAPITREI:Présentationdel'ouvrage

TableauI.1:Lestypesd'aciersutilisésetleursnuances 6

CHAPITREII:Prédimensionnement des éléments structuraux

TableauII.1:Prédimensionnementdes poutres 8

Tableau II.2:Evaluationdela charge permanente desmursensimplecloison 9

Tableau II.3:Evaluationdelacharge permanente desmursendoublecloison 9

Tableau II.4:Evaluationdela chargepermanentedu plancherterrasse(Corpscreux) 10

Tableau II.5:Evaluationdelacharge permanentedu planchercourant (Corpscreux) 11

TableauII.6:Pré dimensionnementdes poteaux 12

Tableau II.7:Vérification du coffrage des poteaux 12

TableauII.8:Les charges permanents 14

TableauII.9:Lessurchargesd'exploitation 15

TableauII.10:Capacité portante N pour chaque section de poteau 16

TableauII.11:Vérificationsdu1,1$Nultime$etNU 17

TableauII.12:Vérificationdesdimensionsselonle RPA99version2003 17

CHAPITREIII :Calculdesélémentssecondaires

TableauIII.1:Evaluation des charges 21

TableauIII.2:détermination des efforts 22

TableauIII.3:Paramétres de calcul 22

TableauIII.4:Armatures verticales et horizontal 22

TableauIII.5:Espacement des armatures 22

Tableau III.6:Vérification des contraintes normales(a l'ELS)et de cisaillement (l'ELU) 25

TableauIII.7:Dimensions de l'escalier 25

TableauIII.8 :Pré dimensionnement de l'escalier 26

TableauIII.9: Evaluation des charges de la paillasse 28
TableauIII.10:Evaluation des charges du palier 28
TableauIII.11:Combinaisons des charges 28
Tableau III.12:Détermination des efforts 29
TableauIII.13:Paramétres de calcul 30
TableauIII.14:Armatures principales 30
Tableau III.15 : Armatures de répartition 30
TableauIII.16:Espacement des armatures 30
TableauIII.17:Vérification des contraintes normales(a l'ELS)et de cisaillement (l'ELU) 31
TableauIII.18:Vérification delaflèche (l'ELS) 32
TableauIII.19: Pré dimensionnementde la poutre palière 32
TableauIII.20:Détermination des efforts 33
TableauIII.21 :Calcul du ferraillage a l'ELU 33
TableauIII.22:Vérification du ferraillage selon les réglements 33
TableauIII.23:Vérificationdu ferraillage a l'ELS 33
TableauIII.24:Les armatures transversales 33
TableauIII.25:Vérification de laflèche 35
TableauIII.26:Dimension de poutrelles 35
TableauIII.27:Evaluation des charges de poutrelles 36
TableauIII.28: Détermination de nombre des étaiements 36
TableauIII.29: Evaluation des charges 37
TableauIII.30:Combinaisons des charges 37
TableauIII.31:Détermination des efforts 38
TableauIII.32:Armatures longitudinales (terrasse+étage courant) 38
Tableau III.33:Armatures transversales 38
TableauIII.34:Vérification des contraintes normales(a l'ELS)et de cisaillement (l'ELU) 39
TableauIII.35:Vérification delaflèche (l'ELS) 39

CHAPITREIV:Etudedynamique

TableauIV.1:Centrede masseetcentre detorsion 46
TableauIV.2:Excentricitésuivant les deux direction 47

Tableau IV.3 :Justificationdecoefficientdecomportement RsuivantX(%).....49
Tableau IV.4 :Justificationde coefficientdecomportement RsuivantY(%).....49
TableauIV.5: Détermination valeur duFacteurdequalité Q de la structure 50
TableauIV.6:Comportementdestrois premiersmodes 51
TableauIV.7:Comportementdestrois premiersmodes 51
TableauIV.8:Les valeurs delaforce sismique.....53
Tableau IV.9:Valeurs des momentsde stabilité etde renversement.....54
TableauIV.10:Vérificationdesdéplacements inter étages suivant X. 56
TableauIV.11:Vérificationdes déplacements inter étages suivant Y. 56
TableauIV.12:Vérificationdel'effetP-Δ 61
TableauIV.15:Vérificationdecisaillementdes poutres 57
TableauIV.16:Vérification decisaillementdes poteaux 57
TableauIV.18:Vérificationde cisaillementdesvoiles. 58
TableauIV.20:Vérificationdel'effortnormalréduit 59
TableauIV.21:Dimensionfinales desléléments 61

CHAPITREV :Ferraillagedesélémentsstructuraux

Tableau V.1 : Lasectioncalculéesd'armaturesdespoutresporteuse.....62
Tableau V.2: La sectionchoisie d'armaturesdes poutres porteuse 63
TableauV.3:Lasectioncalculéesd'armaturesdespoutres nonporteuse.....63
TableauV.4:La sectionchoisie d'armaturesdes poutres porteuse 63
TableauV.5:Vérificationdes contraintesdespoutres porteuse a l'ELS 63
TableauV.6: Vérificationdes contraintesdespoutres non porteuse a l'ELS 64
TableauV.7:Vérificationdelaflèche des poutresprincipales.....64
TableauV.8:Vérificationdelaflèche des poutressecondaires.....64
TableauV.9: Vérificationdescontraintes de cisaillement.....64
TableauV.10: :Lasectiond'armaturestransversales.....65
TableauV.11: :Lasectiond'armaturesdespoteaux.....65
TableauV.12: Vérificationdescontraintes à l' ELS.....65
TableauV.13: Lasectiond'armaturestransversalesdespoteaux.....65

TableauV.14: calculed'armaturesverticalesdesvoiles suivantX. 67
TableauV.15: Lasectionchoisie d'armaturesverticalesdesvoiles suivantX. 67
TableauV.16: d'armaturesverticalesdesvoiles 68
TableauV.17: Vérification d'armaturesverticaux selon la condition RPA et CPA 68
TableauV.18: calculd'armaturesverticalesdesvoiles suivant Y 68
TableauV.19: Lasectionchoisie d'armaturesverticalesdesvoiles suivant Y 68
TableauV.20: : d'armaturesverticalesdesvoiles 69
TableauV.21: Vérification d'armaturesverticaux selon la condition RPA et CPA 69
TableauV.22: Vérificationdescontraintes des voiles suivantX 70
TableauV.23: Vérificationdescontraintes des voiles suivant Y 70
TableauV.24: La section d'armatureshorizontalesdesvoiles suivant X 70
TableauV.25: La section d'armatureshorizontalesdesvoiles suivant Y 70
TableauV.26: Choixdelaméthodede calcul 72
TableauV.27: Lasectiond'armaturesdeslinteaux 73
TableauV.28: Lasectionchoisie d'armaturesdeslinteaux 74

CHAPITREVI:Etudedel'infrastructure

TableauVI.1:Dimensionnementdessemellesisoléesàl'ELS 85
TableauVI.2:Dimensionnementdes semellesfilantesàl'ELS 87
TableauVI.3:Vérificationde la stabilité au renversement 87
TableauVI.4: Vérificationde poinçonnement 87
TableauVI.5: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes 87
Tableau VI.6:Dimensionnement de la poutre de libage 88
TableauVI.7: Vérificationde poinçonnement 89
TableauVI.8 :La sectioncalculée etchoisie des semellesfilantes 89
TableauVI.9: Vérification d'excentricité dessemellesfilantessous unvoiles 89

TableauVI.10:Ferraillagesdessemellesfilantessous un voiles.....90
Tableau VI.11: Vérification d'excentricité dessemellesfilantessous un poteau.....90
TableauVI.12: Ferraillages d'armaturesprincipalesdessemelle.....90
Tableau VI.13: détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.....90
Tableau VI.14: détermination des sollicitations de la poutre de libage.....90
TableauVI.15:calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à l' ELU 91
TableauVI.16:Vérificationdes armatures longitudinales de la poutre de libage à l' ELS 91
TableauVI.17:calcul des armatures transversales de la poutre de libage 91
TableauVI.18: Ferraillage longitudinale deslongrines 92
TableauVI.19: Vérificationdescontraintes à l'ELSdeslongrines 92
TableauVI.20: Vérificationdescontraintes tangentiellede cisaillement.....92
TableauVI.21: calcul des armatures transversales des longrines 93

Notations

Majuscules romaines

A_{S1}:Section d'acie rtendu.

A_{S2}:Section d'acier comprimé.

A_{max},A_{min}:Section d'acier maximale et minimale.

$A_{rép}$:armateur de réparation.

A_t: Section d'acier transversale.

B: Aire d'une section de béton.

B_r:Section réduite du béton d'un poteau.

L_{tot}:longueur total.

Lf:Longueur de flambement.

L_t:Largeur de la sectiontendue.

L_t:Largeur de la section comprimée.

E.L.S:Etat Limite de Service.

E.L.U:Etat Limite Ultime.

S.P.C:section partiellement comprimée.

S.E.C:section entièrement comprimée.

S.E.T:section entièrement tendue.

E_{vj}: Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}:Moduledédéformation longitudinaleinstantanéedu béton.

G :module d'élasticité transversale.

E_s:Module de déformation longitudinale de l'acier.

I:Momentd'inertie.

K:Rigidité.

Z:bras delevier.

M:Moment fléchissant.

M_0:Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u:Momentfléchissantà l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N :Effortnormal.

N_{ser}: Effort normalà l'E.L.S.

N_u:Effort normal ultime.

T_u ,V_u: Effort tranchant

ultime.F:effortdetraction.

R_a:Réactionàgauche.

R_b:Réactionàdroite.

R_{AG} : Réaction d'escalier du charge

GR_{AQ}: Réaction d'escalier du charge

QG :Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Ed,V:Charge sismique.

Minusculesromaines

h: Hauteur de la section du béton

b: Largeur de la sectiondu béton.

b_0: Largeurdelanervure du béton(sectionenTé.)

c,c':Enrobage supérieur et inférieur.

d:Hauteur utile d'une section.

f:Flèche.

ep:épaisseur.

e_0:excentricité.

a:épaisseurduvoile.

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

f_{c28}:Résistancecaractéristique dubétonà la compressionà«28»jours.

f_e:Limite d'élasticité del'acier.

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

f_{t28}: Résistance conventionnelle delatractiondebétonà«28»

jours.i:Rayondegiration.

I_f:Longueurde flambement.

S_t,t :Espacement d'armature transversale.

S_{rep}:Espacement de répartition.

S_{ZN}:Espacement dans la zone nodale.

S_{Zc}:Espacement dans lacourant.

ml:Métrelinéaire.

Majusculesgrecques

Δ:Variation.

Σ:sommation.

Φ:Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W:poids.

Minusculesgrecques:

α:Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

β: bras delevier réduit.

γ : Coefficient de sécurité.

ε:Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

μ:Coefficient de frottement.

u_c:périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.

ν:Coefficientde POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ:Contrainte normale.

σ_m:Contrainte normale.

τ:Contrainte tangentielle.

δ:Déplacement d'unniveau.

ξ:Amortissement.

Autresnotations

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA: Haut adhérence.

C.V:Condition vérifiée.

C.N.V:Condition non vérifiée.

RDC:Rez-de-chaussée.

EC:Etage courant

.


26.80
3.20
4.15
4.05
2.95
3.95
3.70
4.50
16.00
4.55
4.85
2.85
3.45
Chambre 12.75m²
Chambre 12.75m²
Séjour 21.69m²
Cuisine 14.04m²
S.D.B 4.94m²
Loggia 2.93m²
Chambre 12.33m²
Chambre 12.75m²
Rangement 2.07m²
Hall 12.87m²
S.D.B 4.00m²
W.C 1.38m²
Cuisine 12.13m²
Loggia 3.72m²
F3-B
51.05
F4
F3-A'
Hall 12.58m²
Cuisine 12.40m²
Séjour 21.92m²
S.D.B 4.04m²
W.C 1.65m²
Loggia 9.58m²
Hall 15.46m²
3.01m²
Chambre 12.75m²
Séjour 23.02m²
Loggia 8.11m²
Chambre 13.30m²
Rangement 2.10m²
Chambre 12.05m²

Plans RDC



PLANS D'ETAGE COURANT

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Pour cela nous avons choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'études « GC plus ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet, il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.
Le thème à traiter est la conception et l'étude d'un bâtiment SS+ R +6 étages.

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichis et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

-Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

-Le deuxième chapitre traite le calcul du pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

-Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

-Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V20.2.0 ». nous présentons d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.

-Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

-Finalement, le calcul de l'infrastructure (fondations) se fait au sixième chapitre conformément au rapport du sol et règlementation en vigueur.

CHAPITREI:

PRESENTATION DE L’OUVRAGE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

0.1. Introduction

L'objectif de ce travail consiste à effectuer une étude générale technique de génie civil d'un bâtiment à usage d'habitation de forme régulière, il composé d'un Sous Sol avec rez-de-chaussée plus six étages courants, le bâtiment en question est réalisé en béton armé.

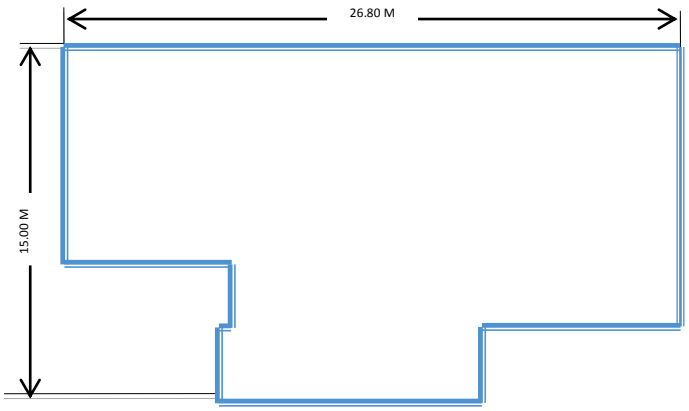
0.2. Destination et situation

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'études techniques et architecturales Nommé (GC Plus engineering) consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une structure en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment est composé : d'un Sous Sol avec rez-de-chaussée plus six étages, qui est implanté à la wilaya de BOUMERDES, classée comme une zone de haute sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien 1999 (RPA99) version 2003 [1]. L'étude a été effectuée conformément aux recommandations des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [2].

0.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Dimensions en plan

La structure présente une forme, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :



. Figure I.1 : Représentation des dimensions en plan du bâtiment étudié

Dimensions en élévation

Les dimensions du bâtiment en élévation sont les suivantes :

- Des étages courants : **3,23 m**
- Hauteur de RDC : **3,23 m**
- Hauteur totale du bâtiment : **22.61 m**

0.4. Conception de la structure

Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment étudié présente une hauteur dépassant les 08m, à cet effet les règles parasismiques algériens (RPA99), préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour la stabilisé l'ensemble de la structure sous l'effet des actions verticales et horizontales. Dans ce cas les voiles de contreventement reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et les charges horizontales qui seront 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 également, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Planchers

Dans cette étude nous avons utilisé un seul type de plancher connue sous le nom (plancher à cops creux), son rôle principal est d'assurer la séparation entre les étages, de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses, concernant les murs extérieurs (double cloison), ils sont réalisés en deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 10 cm. Tandis que les murs intérieurs de séparation sont réalisés en simple cloison de même type de briques.

L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure réalisé généralement en béton armé, elle entoure toute la périphérie de la terrasse de bâtiment d'un voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur, son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales au niveau de la terrasse.

Escalier

L'escalier est considéré également comme un élément secondaire dans les bâtiments, son principal rôle est d'assurer la circulation entre les étages, à cet effet un seul type d'escalier a été utilisé dans notre bâtiment appelé escalier droit à deux volées.

L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil électromécanique installé aux bâtiments élancée, cet appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine, il se déplace verticalement entre les étages.

Le règlement algérien recommande d'une mise en place des ascenseurs pour les bâtiments contentent un nombre d'étages dépassant les six niveaux, et suite a ces recommandations on aurait aimé installer un ascenseur, mais suite a la conception architecturale établie par le

bureau d'étude, il s'est avéré que le bâtiment ne dispose pas de place réservé a ce type de machine, et cela suite au nombre des étages qui a été limité au départ a quatre niveaux.

0.5. Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment sont conformes aux recommandations des règles techniques de CBA93.

Béton

Le béton est constitué par d'un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelé « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans présence de matières organiques, il doit être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier.

Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques, ainsi que sa faible résistance à la traction. Il doit tenir compte également des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adopté est déterminée en fonction de granulats et ciment disponibles. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [4].

Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, nous utiliseront un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

Granulats

Dans cette étude on utilise un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier sont envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue et une résistance soucheté.

Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre, ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

Résistance du béton

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

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 jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \text{ Avec : } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I. 4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l ").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré : $\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

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 : [2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj})est pris égal à :[2]

$$E_{vj}[MPa]=\frac{E_{ij}}{3} \text{ Soit : } E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}MPa \qquad (I.6)$$

Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 :Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures transversales	FeE 400	Ø6et Ø8
	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$ .Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

0.6. Principe de calcul du CBA 93

Il existe deux états limites :

-Etat limite ultime (ELU) basé sur:

1- La compression du béton.

2- L'ouverture des fissures.

3- La déformation.

-Etat limite de service (ELS) basé sur :

1- Equilibre statique.

2- L'ouverture des fissures.

3- La stabilité de forme.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

-La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.

-a résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.

-Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.

-Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.

-Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : HA « Fe= 400MPa »
- Transversales : RL «Fe=400MPa»(si nécessaire on adoptera HA8)
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 520MPa »

CHAPITREII:PREDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS *RÉSISTANTS*

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

II.1. Introduction

. Le but du pré-dimensionnent est ‘’le pré-calcule ‘’des sections des différents éléments résistants de la structure, il est effectué selon les recommandations et les exigences des codes CBA et le RPA 99(version 2003). Il a pour objectif de trouver le meilleur compromis entre le coût et la sécurité

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Prédimensionnement des plancher

Les planchers sont des plans horizontaux séparant les étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d’isolation acoustique et la sécurité d’incendie.

II.2.1.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher sont constitués par des poutrelles préfabriquées associées à des corps creux (Figure II.1), l'épaisseur du plancher est calculée à l'aide de la formule suivante imposée par les règles CBA93..

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

h_t: L’épaisseur du plancher.

L_{max}:la longueur maximale de poutrellemesurée a nus des appuis.

L = 455 cm.

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20}$$

$$16.8\text{cm} \leq h_t \leq 21\text{cm}$$

Nous adoptons **:**h_t=20 cm.

h_t = d+e.h_t=16+4 cm.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

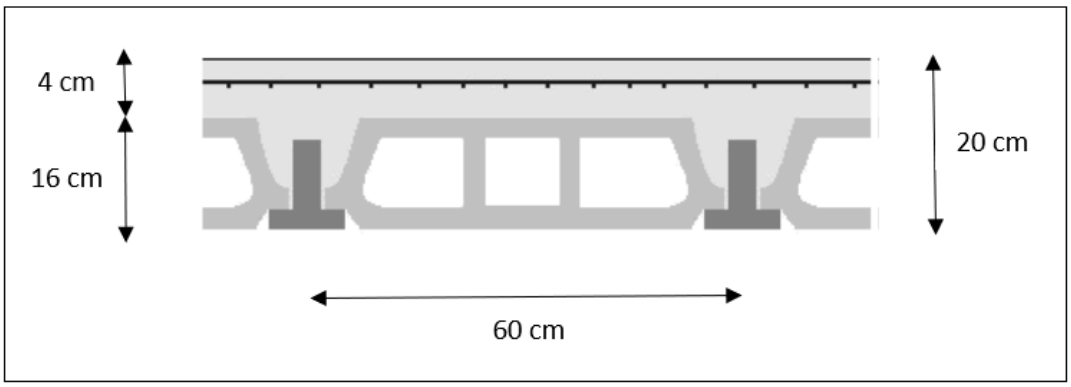


Figure II.1 :Coupe du plancher à corps creux.

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des chargesverticales et horizontales auxéléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance représentée dans leTableau II.1:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II.1:Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principals	**Poutres secondaires**
Conditions derésistance	L= 455 cm ⇒30.33cm ≤ h ≤ 45.5cm Nous adoptons : **h = 40cm** ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm Nous adoptons:**b=30cm**	L= 420 cm ⇒ 28cm ≤ h ≤ 42cm Nous adoptons:**h=35cm** ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm Nous adoptons:**b=30cm**
Vérification selon leRPA99 (version 2003) Art.7.5	b = 30cm ≥ 20cm h = 40cm ≥ 30cm h/b = 1,33 ≤ 4,0	b = 35cm ≥ 20cm h = 30cm ≥ 30cm h/b = 1,16 ≤ 4,0

	Conditions vérifiées	Conditions vérifiées
Conditions de Rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}087 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062$	$\frac{h}{L} = 0{,}083 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062 =$
Conclusion	**(b×h) = 30×40 cm²**	**(b×h) = 30×35 cm²**

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

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II.2 :Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison.

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
G (kN/m^2)			**1,62**	

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II.3 :Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^2)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0,02	18	2 x 0,36
2	Brique creuse	0,10	9	2 x 0,90
3	Lame d'aire	0,10	-	-
G (kN/m^2)			**2,52**	

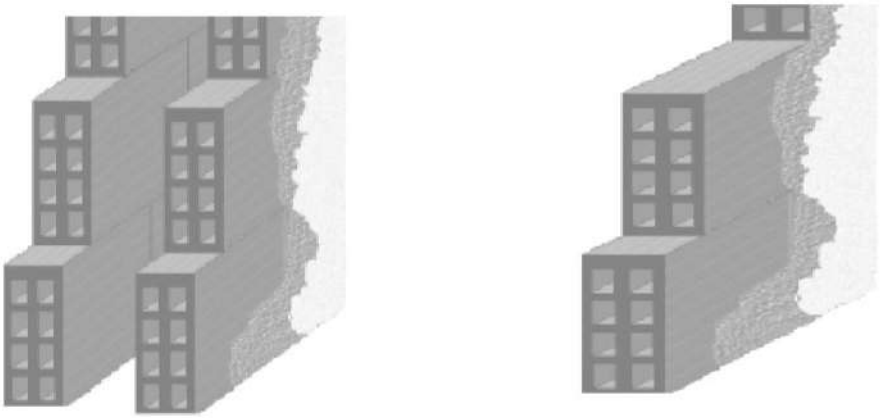


Figure II.2.Double et simple cloison.

II.3.2. Plancher corps creux

II.3.2.1. Plancher terrasse

Tableau II.4 :Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Plaque de liège	0,04	0,016
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
G (KN/m^2)		**6,4**	

II.3.2.2. Plancher courant

Tableau II.5 :Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux).

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Planche corps creux	0,16+0,04	2,80
4	Enduit de plâtre	0,02	0,2
5	Lit de sable	0.03	0.54
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (KN/m^2)		**5,96**	

II.3.3. Charges d'exploitation

-Terrasse inaccessible : Q=1 kN/m²

-Etage courant : Q=1,5 kN/m^2

II.4. Pré dimensionnementdes poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

Nous dimensionnons les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \bar{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau sera pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression .Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'article B.8.1.1 du CBA93.

II.4.1. Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteauxsont présentées sur le Tableau II.6.

Tableau II.6.Prédimensionnement des poteaux**.**

Niveau d'étage	6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1èr	RDC	SS
Dimension (b*h)	35×35	35×35	40×40	40×40	40×40	45×45	45×45	45×45

Ces dimensions doivent satisfaire auxConditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1], voir le

Tableau II.7 :

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 30\ \text{cm}.\ (\text{Zone III}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.7.Vérification du coffrage des poteaux**.**

Niveau	$\mathbf{b_1} \times \mathbf{h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	**Min (b1, h1)≥30 cm**	**Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$**	**$\frac{1}{4}<\frac{b1}{h1}<4$**
6émé,5éme	35×35	14,40	**Condition vérifiée**		
4éme,3éme ,2éme	40×40	14,40			
1er ,RDC,SS	45×45	14,40			

II.4.2. Etapes de pré dimensionnement

Choix du poteau le plus sollicité.

-Calcul de la surface reprise par le poteau.

-Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.

-Calcul de la capacité portant$\overline{N}$du poteau.

-Vérification de l'effort normal ultime majoré.

-Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés), nous devons respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha\left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9\ .\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right)$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. A=B/1000 ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}\ ,\ l_f = 0.7l_0,\ i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : longueur du poteau

l_f: longueur de flambement.

f_{c28}=25 MPa.

f_e=400 MPa .

Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

II.4.2.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité dans notre projet est un poteau voisin de poteau de rive

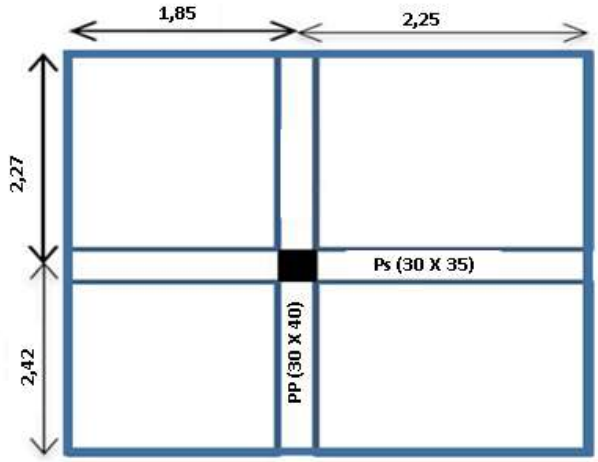


Figure II.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

II.4.2.2. Calcul de La surface reprise par le poteau

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

$S_{plancher}$ = (1.85+2.25) × (2.27+2.42) ⟶ $S_{plancher}$ = 19.22m^2

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

S_{tot} = (1.85.+0,30+2.55) × (2.27+0,30+2.42) ⟶ S_{tot} =21.95 m^2

II.4.2.3. Détermination des charges permanente(Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 KN/m^3.

Tableau II.8.Les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
6éme	3,23	0,1225	9.89	13.17	9.97	140.48	173.51	173.51
5éme	3,23	0,1225	9.89	13.17	9.97	130.82	163.85	337.36
4éme	3,23	0,160	12.92	13.17	9.97	130.82	166.90	504.26
3éme	3,23	0,160	12.92	13.17	9.97	130.82	166.90	671.16
2éme	3,23	0,160	12.92	13.17	9.97	130.82	166.90	838.06
1er	3,23	0,202	16.35	13.17	9.97	130.82	170.31	1008.37
RDC	3.23	0,202	16.35	13.17	9.97	130.82	170.31	1178.68
SS	3.40	0.202	17.21	13.17	9.97	130.82	171.17	1349.85

II.4.2.4. Détermination de sur charges d'exploitation

Pour déterminer les charges d'exploitation, nous utilisons la loi de dégression

(DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

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

-Pour la 6ème étage (terrasse) : Q_0
-Pour le 5ème étage:Q_0+Q_1
-Pour le 4ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
-Pour le 3éméétage:$Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
-Pour le 2éme:$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

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

-Pour le 1er : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
-Pour le RDC:$Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
-Pour le SS:$Q_0+0.710\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 + Q_6)$

Tableau II.9.Les sur charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		coefficient de dégression		$Q_{cumulé}$(kN)
6éme(terrasse)	Q_0	21.95	-		21.95
5éme	Q_1	32.92	1		54.87
4éme	Q_2	32.92	0,95		86.14
3éme	Q_3	32.92	0 ,90		115.76
2éme	Q_4	32.92	0,85		143.74
1er	Q_5	32.92	$\frac{3+n}{2n}$	0,80	170.07
RDC	Q_6	32.92		0,75	194.76
SS	Q_7	54.87		0.710	233.71

II.4.2.5. Calcul de la capacité portante $\bar{N}$

On représente les valeurs de $\bar{N}$ sur le Tableau II.10 suivant :

Tableau II.10. Capacité portante $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.

Étage	Section	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	I (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
6eme	35×35	108900	3,23	2,26	0,101	22,37	0,785	122.5	1616.53
5em	35×35	108900	3,23	2,26	0,101	22,37	0,785	122.5	1616.53
4eme	40×40	144400	3,23	2,26	0,115	19.65	0,799	160	2175.13
3éme	40×40	144400	3,23	2,26	0,115	19.65	0,799	160	2175.13
2éme	40×40	144400	3,23	2,26	0,115	19.65	0,799	160	2175.13
1er	45×45	184900	3,23	2,26	0,129	17.51	0,809	202.5	2827.06
RDC	45×45	184900	3.23	2,26	0,129	17.51	0,809	202.5	2827.06
SS	45×45	184900	3.40	2.38	0.129	18.44	0.805	202.5	2813.07

II.4.2.6. Vérification de la capacité portante

L'effort normal (N_{ultime})doit être majoré de (10%) pour le poteau le plus sollicité voisin de poteau de rive.Nousvérifionsla capacité portante dans le Tableau. II.11 :

- $N_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$
- $N_U = 1,1N_{ultime}$

Tableau II.11.Vérifications du $1,1N_{ultime}$et N_U.

Etage	G(kN)	Q(kN)	N_{ultime}	$1,1N_{ultime}$	$\overline{N_U}$(kN)	$1,1\ N_{ultime} \leq \overline{N_U}$(kN)
6éme	173.51	21.95	267.16	293.87	1616.53	Condition vérifiée
5éme	337.36	54.87	537.74	591.51	1616.53	Condition vérifiée
4éme	504.26	86.14	809.96	890.95	2175.13	Condition vérifiée
3éme	671.16	115.76	1079.70	1187.67	2175.13	Condition vérifiée
2éme	838.06	143.74	1346.99	1481.69	2175.13	Condition vérifiée
1er	1008.37	170.07	1616.40	1778.04	2827.06	Condition vérifiée
RDC	1178.68	194.76	1883.35	2071.69	2827.06	Condition vérifiée
SS	1349.85	233.71	2172.86	2390.14	2813.07	Condition vérifiée

II.4.2.7. Vérification aux zones nodales(RPA 99 (version 2003) Art.7.5)

Spécifications pour les poutres (coffrage),nous vérifions (Tableau II.12) :

Tableau II.12.Vérification des dimensions selon le RPA99 version2003.

Condition à vérifiér	Niveau		
	6éme,5éme	4éme,3éme,2éme	1er, RDC ,SS
$b_{max}(cm)$	30	30	30
$h_1(cm)$	35	40	45
$b_1(cm)$	35	40	45
$b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	Condition vérifiée		
d(cm)	0	2,5	5
$Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	17.50	20	22.50
$d \leq Max(\frac{b_1}{2};\frac{h_1}{2})$	Condition vérifiée		

Les Dimensions à respecter par les poutressont illustréessur laFigure II.4:

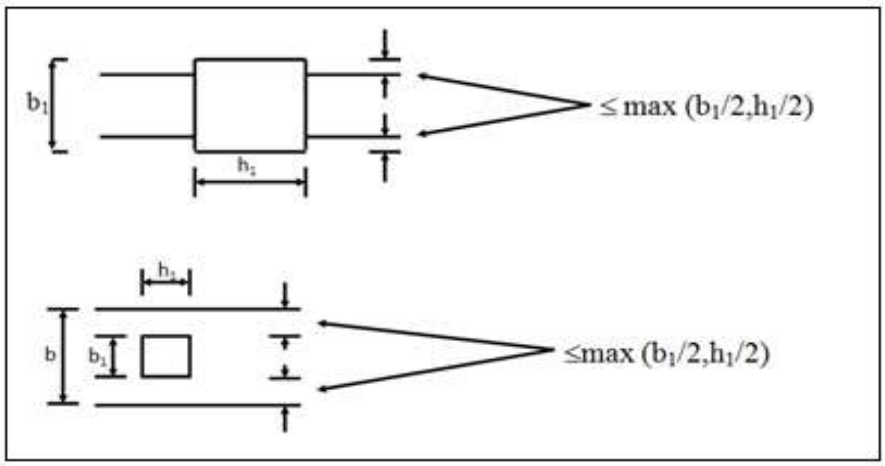


Figure II.4. Dimensions à respecter par les poutres.

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le (RPA99 version 2003) article 7.7.1.Un élément est considéré comme voile seulementdans le cas où il vérifie la condition (L ≥ 4 a) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire avec :

- L : porté du voile.

- a : épaisseur du voile.

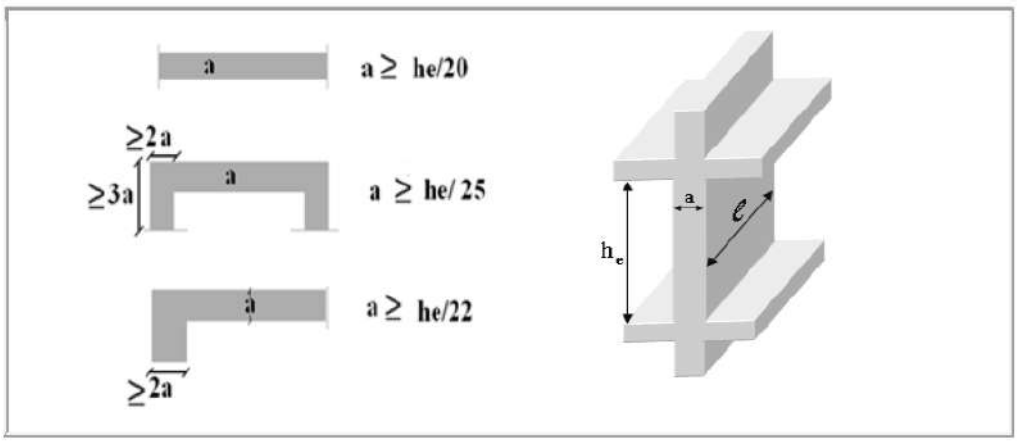
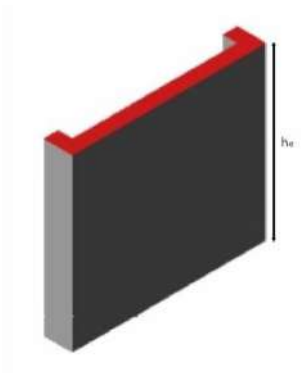
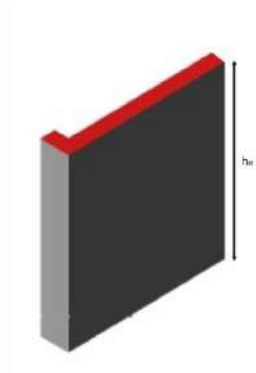
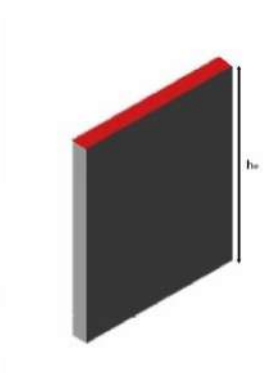


Figure II.5.Vue en plan et vue en 3D du voile.

Le RPA99 version 2003 [Art 7.7.1], 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.

		
$a \geq \frac{he}{25}$	$a \geq \frac{he}{22}$	$a \geq \frac{he}{20}$
$h_e = h_{étage} - h_{Ps}$		L≥4.a

Pour c (h_e=3,23m) :

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}\right] \longrightarrow a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{(323-35)}{22} = 13{,}09\text{cm}\right]$$

- **Conclusion :**

A la fin de ce chapitre nous avons conclus ce qui suit :

Les sections de pré-dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes et conditions du RPA99 versions 2003.

Une épaisseur de 15 cm a été adoptée pour tous les voiles du bâtiment et a tous les niveaux d'étages.

CHAPITREIII:

CALCUL DES

ELEMENTS SECONDIRES

CHAPITRE III : CALCUL DESELEMENTSSECONDAIRES.

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou contreventementdelastructure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ses efforts), mais ils dont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. ACROTÈRE

III.2.1. Introduction

L'acrotère est considéré comme un console soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Une force verticale due à son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due aux ouvriers (Q).

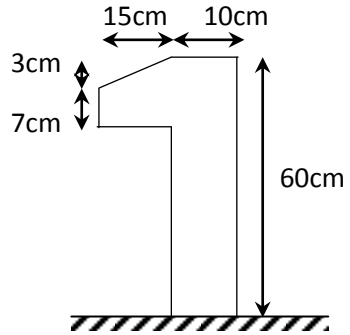


Figure III. 1..Dimensions de l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges

Tableau III. 1.Evaluation des charges.

G (kN/ml)	[0,6x0,1 + 0,15x(0,03+0,07)] x 1ml x $\gamma_{béton}$=**1,875**
Q (kN/ml)	1 x 1ml=**1**

III.2.3. Détermination des efforts

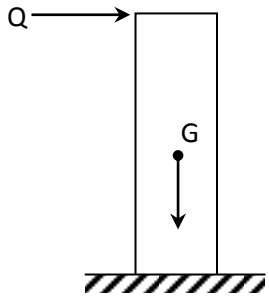


Figure III. 2.Schéma statique de l'acrotère.

Tableau III. 2.Détermination des efforts.

ELU	
N (kN)	1,35xG = 2.531
M (kN.m)	1,5xQxh = 0,9
T (kN)	1,5xQ = 1,5
ELS	
N (kN)	G = 1,875
M (kN.m)	Qxh = 0,6

Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur.

III.2.3.1. Données

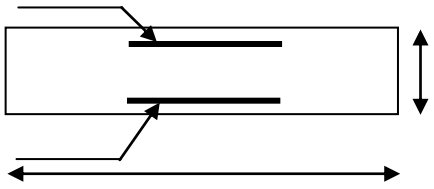


Figure III. 3.Section de calcul.

Tableau III. 3.Paramètres de calcul.

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	10	f_e (MPa)	400
u=2x(b+h)=220 cm		B=bxh=1000 cm²	

III.2.3.2. Armatures

Section minimal: $A_{min} = A_{s1}+A_{s2} = \max[4\%u ; 0,2B/100] = 8,8$ cm²/ml.

Tableau III. 4.Armatures verticales et horizontales.

	Verticales		**Horizontales**	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	$A_{rép1}$(cm²/0,6m)	$A_{rép2}$(cm²/0,6m)
calculée	0,35	0,00	A_{s1}xH/4=0,83	A_{s1}xH/4=0,83
choisie	**7HA10=5,5**	**7HA10=5,5**	**4HA8=2,01**	**4HA8=2,01**

III.2.4. Espacement

Tableau III. 5.Espacement des armatures.

	vertical(cm)	**horizontal(cm)**
Calculé	100/7=14,28	(60-2x2,5)/(4-1)=18,33
Choisi	**15**	**18**
Admissible	max(3h,33 cm) =30	max(4h,45 cm) =40

III.2.5. Vérifications

Type de fissuration : préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \sigma_{s_adm} = \min(2fe/3 ; 110\sqrt{f_{t28}x\eta}) \\ \tau_{adm} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 6.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à ’l’ELU).

σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	σ_{s_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
0,30	15	**2,2**	**2,6**	201,63	**0,02**	1,17

III.1.1. Schéma de ferraillage

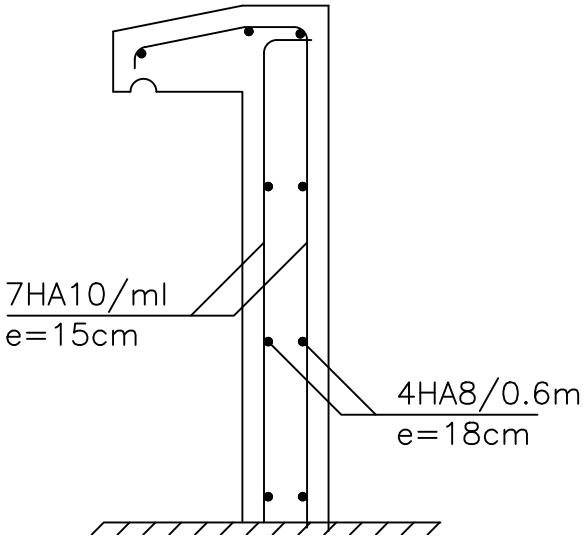


Tableau III. 7.Ferraillage de l'acrotère

III.2. ESCALIERS

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer d'un niveau à un autre.

L'escalier est considéré comme une poutre semi-encastrée aux extrémités soumises à la flexion simple.

On distingue un type d'escaliers :

le type d'escaliers : Escalier à deux volées en forme droit (paliers /volées) .

III.2.1. Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est représenté dans la figure III. 4 ci-dessous :

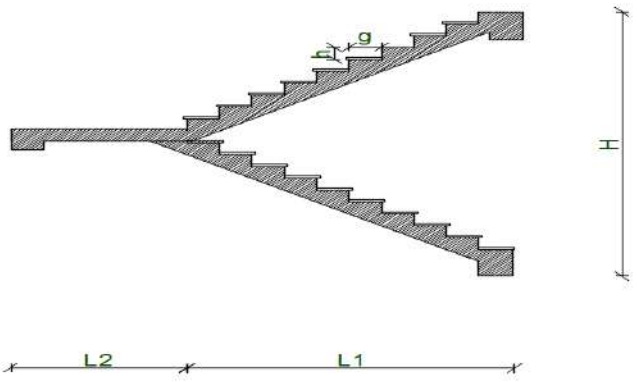


Figure III. 5.Schéma d'escalier deux volée

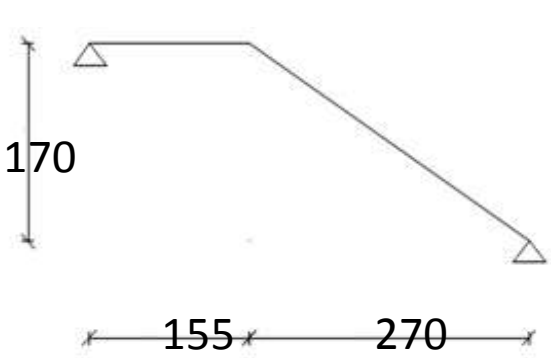


Figure III. 6.Schéma statique d'une volé

Tableau III. 8.Dimensions de l'escalier.

g (cm)	h (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)	H (cm)
30	17	270	155	170
$\alpha = \tan^{-1}[h/g]$			29.54°	

Tableau III. 9.Pré dimensionnement de l'escalier.

longueur totale (cm)	$\mathbf{L = \sqrt{L_1^2 + H^2} + L_2 = 474}$
pré dimensionnement	$L/35 \leq e \leq L/30$
épaisseur (cm)	$13.54 \leq e \leq 15.8$ on prend : **e = 15 cm**

Après les calcules effectués une épaisseur de 19 cm est adoptée elle a vérifié les conditions de la flèche

III.2.2. Evaluation des charges

III.2.2.1. Paillasse

Tableau III. 10.Evaluation des charges de la paillasse.

Composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
mortier de de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
Dallepaillasse	e=0.19/cosα	25	5.46
Lesmarches	h=0.17/2	25	2,13
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**9.29**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.5.1. Palier

Tableau III. 11.Evaluation des charges du palier.

Composant	épaisseur (m)	poids volumique (kN/m^3)	poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
mortier de pose	0,02	20	0,40
lit de sable	0,03	18	0,54
Dallepalier	0,19	25	4.75
enduit en ciment	0,02	18	0,36
G (kN/m^2)	**6.45**		
Q (kN/m^2)	**2,5**		

III.2.2.2. Combinaison des charges

Tableau III. 12.Combinaisons des charges.

	Palier	Paillasse
P_u=1,35G+1,5Q (kN/ml)	12.45	16.29
P_{ser}=G+Q (kN/ml)	8.95	11.79

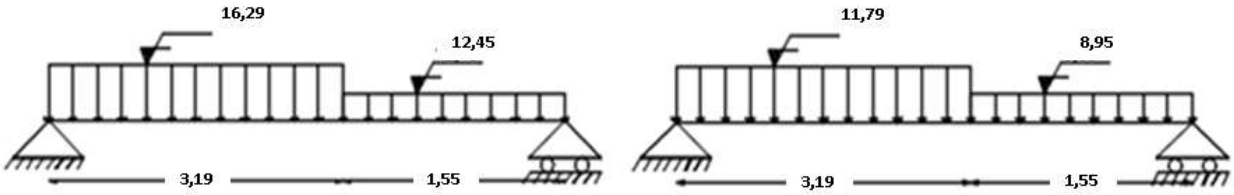


Figure III. 7.Distribution des charges à l'ELU et à l'ELS

III.2.3. Détermination des efforts

Tableau III. 13.Détermination des efforts.

ELU	
M_0 (kN.m)	44.72
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 38.01
M_a (kN.m)	-0,5 x M_0 = -22.36
T (kN)	35.59
ELS	
M_0 (kN.m)	32.32
M_t (kN.m)	0,85 x M_0 = 27.47
M_a (kN.m)	-0,5 x M_0 = -16.16

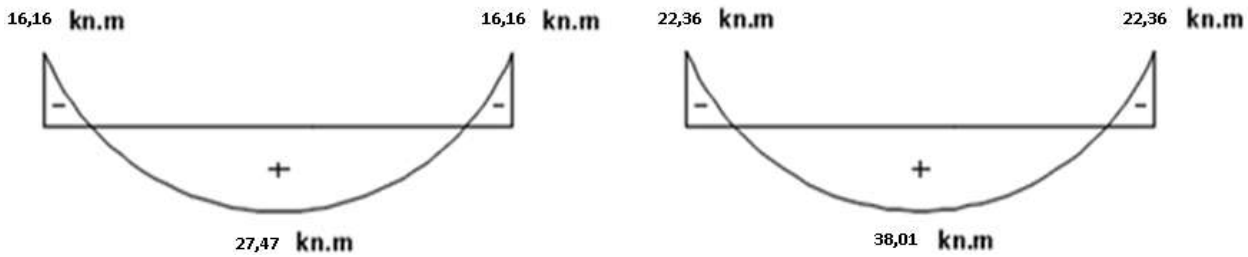


Figure III. 8.Diagramme retenu des moments à l'ELS e àl l'ELU.

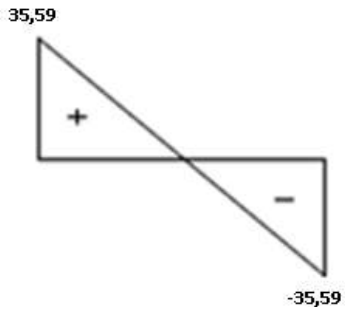


Figure III. 9.Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.4. Ferraillage (à l'ELU)

Il sera fait pour une bande d'un mètre de largeur

-Données :

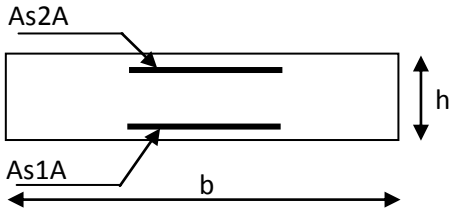


Figure III. 10Section de calcul.

Tableau III. 14.Paramètres de calcul

b (cm)	100	c=c'(cm)	2,5
h (cm)	19	f_e (MPa)	400
B=bxh=1900 cm²			

III.2.4.1. Armatures

III.2.4.1.1. Principales

Section minimale : A_{min} = 0,1%bxe=1,9 cm²/ml.

Tableau III. 15.Armatures principales.

	Travée		**Appui**	
	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)	A_{s1}(cm²/ml)	A_{s2}(cm²/ml)
Calculée	6.99	0,00	0,00	4.02
Choisie	**7HA12=7.92**	**0,00**	**0,00**	**7HA12=7.92**

De répartition

Tableau III. 16.Armatures de répartition.

	$A_{rép1}(cm^2)$	$A_{rép2}(cm^2)$
Calculée	$A_{s1}/4=1.98$	$A_{s2}/4=1.98$
Choisie	**7HA8=3,52**	**7HA8=3,52**

III.2.5. Espacement

Tableau III. 17.Espacement des armatures.

	principales (cm)	**répartitions (cm)**
Calculé	100/7=14,28	(155-2x2,5)/(7-1)=25
Choisi	**15**	**20**
Admissible	max(3h,33 cm) =33	max(4h,45 cm) =45

III.2.6. Vérifications

III.2.6.1. Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \tau_{adm} = 0,2f_{c28}/\gamma_b \end{cases}$

Tableau III. 18.Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

	σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	σs (MPa)	σs adm (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
Travée	**7.17**	15	234.8	400	0.21	3.33
Appui	**4.22**	15	138.13	400		

III.2.5.1. De la flèche

Flèche admissible :f_{adm}= L/500

Tableau III. 19.Vérification de la flèche (à l'ELS).

L (m)	B (cm)	E (cm)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	f (mm)	f_{adm} (mm)
4.99	100	19	27.47	-16.16	7.92	0,00	**8.3**	10

III.3. calcul de la poutre paliere

III.3.1. Introduction

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle considérée comme une poutre encastrée a ces deux extrémités calculée en flexion simple.

III.3.2. Pré dimensionnement

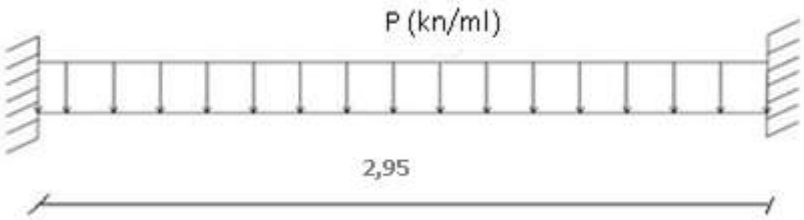


Figure III. 11.Schémas statique de la poutre palière.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée entrnus.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau III. 20.Pré dimensionnement de la poutre palière.

Poutre Palière	
Conditions de résistance	L = 295cm $19.66cm \leq h \leq 29.5cmOnadopteh = 35cm$ $10.5cm \leq b \leq 24.5cmOnadopteb = 30cm$
Vérification selon le RPA	$b = 30\ cm\ \geq 20\ cm$ $h = 35\ cm\ \geq 30\ cm$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ **Condition vérifiée**
Condition de rigidité $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} = 0{,}11 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**

Conclusion

Après tous les opérations de calcules et de pré-dimensionnement, on adopte la section de : (b×h)=(30×35)cm² pour la poutre palière.

III.2.6. Evaluation des charges

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis :

Tableau III. 21.Détermination des efforts

Nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	G(kN/ml)	E(MPa)	I(mm4)	f(mm)	f(mm)	vérification
1	4.50	2.250	0.72	32164.19	640000	18.67	0.90	cnv
2	2.28	1.125	0.72	32164.19	640000	1.16	0.45	cnv
3	1.52	1.00	0.72	32164.19	640000	0.23	0.30	Cv

III.2.7. Calcule de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (30x35) cm² soumise à la flexion simple, avec :

Tableau III. 22. Calcul du ferraillage à l'ELU

Position	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	A'_{s1} (cm²)	A'_{s2} (cm²)
$A_{calculé}$(cm²)	1.10	0,00	0,00	2.24
A_{choisi}(cm²)	4HA12 = **4,52**	4HA12 = **4,52**	4HA12 = **4,52**	4 HA 12 = **4,52**

III.2.8. Vérification des armatures longitudinales selon les règlements

Tableau III. 23. Vérification du ferraillage selon les règlements

A_{totale}(cm²)	A_{min}[RPA](cm²)	A_{min}[CBA](cm²)	Vérification
4 HA12 + 4HA12 =9,04	5,25	1,05	Vérifié

III.2.9. Vérifications à l'ELS

On doit vérifier que:$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tableau III. 24.Vérification du ferraillage à l'ELS

Position	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée
Appuis	17.75	5.87	15	Oui
Travée	8.87	2.73	15	Oui

III.2.1. Vérification de cisaillement de la poutre palière

On doit vérifier que:$\tau_u \leq \bar{\tau}$

T=$Pl/2$ = 50.06 kN

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 2{,}5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.54 \leq \bar{\tau} = 2{,}5 \quad : \text{Condition vérifié}$$

III.2.2. Calcul des armatures transversales

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour la poutre palière doivent respecter les recommandations des règlements :

- Recommandations du RPA99 : *[Art 7.5.2.2 RPA99]*
  - La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003.St.b$$

Avec : b: Largeur de la poutre.

St: espacement entre les armatures transversales.

  - L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
    - En zone nodale : St= Min [h/4 ; 12.$Ø_L$]
    - En zone courante : St= h/2
- Recommandations du CBA93:*[Art 5.1.2.2 CBA93]*
  - La section des armatures transversales et l'espacement:

$$St = \min[0{,}9d\,; 40_{cm}]$$

$$\frac{A_t \,.\, f_e}{b \,.\, S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$$

Tableau III. 25. Armatures transversales

Poutres	Zone	RPA		Armature adoptées	
		St	At	St	At
Poutre Palière 30x35	Nodale	8,75	0,45	**5**	**4HA8= 2,01**
	Courante	17,5	0,9	**10**	

III.2.1. Vérification de la fléche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : *[Art 6.5.1 CBA93]*

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\ M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$$

Tableau III. 26. Vérification de la flèche

Poutre	L (m)	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10\ M_0}$		$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	
Poutre Palière 30×35	2.95	0,11	0,063	0,11	0.035	0.061	0.01
		Vérifié		Vérifié		Vérifié	

Du moment que toutes les inégalités sont vérifiées donc on n'aura pas besoin de calculer la flèche.

III.4. PLANCHER a corps creux

Le plancher à corps creux est un type très couramment utilisé dans les bâtiments notamment pour ceux à usage d'habitation.

III.4.1. POUTRELLES

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont soumises aux charges (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*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.4.2. Dimensions :

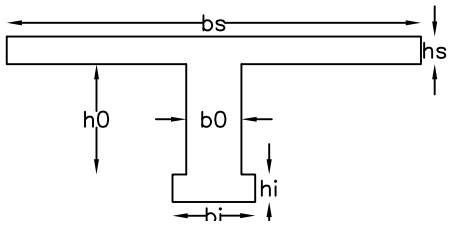


Tableau III. 27.Dimensions de poutrelles.

Figure III. 12.Poutrelle après coulage.

Plancher	b_s (cm)	h_s (cm)	b_i (cm)	h_i (cm)	b_0 (cm)	h_0 (cm)
usage (16+4)	60	4	12	4	8	16

III.4.3. Calcul

III.4.3.1. Avant coulage : [B.6.8.4.1.2 CBA93]

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ La charge dû à son poids propre+poids du corps creux.
- ✓ La surcharge dû à l'ouvrier + poids des matériaux et des coffrages, qui est égale à :$Q = \max\begin{cases} 1\ kN \\ 0.5xL \end{cases}$ (elle est localisée au milieu de la travée).

  Donc Q=2.25 N/

III.4.3.1.1. Evaluation des charges

Tableau III. 28.Evaluation des charges de poutrelles.

G_{pp} (kN/ml)	b_i x h_i x $\gamma_{béton}$ = 0,12
G_{cc} (kN/ml)	0,60
G(kN/ml)	$G = G_{pp} + G_{cc}$ = **0,72**

III.4.3.1.2. Calcul des étaiements

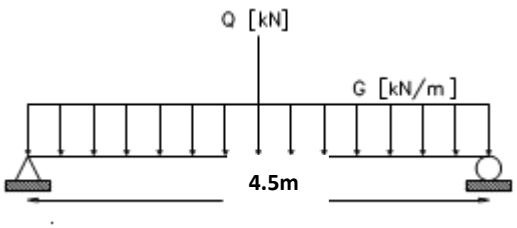


Figure III. 13.Distribution des charges.

$$\begin{cases} \mu = \dfrac{Mu}{bd^2\sigma_b} \\ \mu_l = 0.392 \end{cases} \qquad \mu < \mu_l$$

Tableau III. 29.Détermination de nombre des étaiements.

nombre des étaiements	L (mm)	Q (kN)	G(kN/ml)	E(MPa)	I(mm4)	f(mm)	f(mm)	vérification
1	4.50	2.250	0.72	32164.19	640000	18.67	0.90	cnv
2	2.28	1.125	0.72	32164.19	640000	1.16	0.45	cnv
3	1.52	1.00	0.72	32164.19	640000	0.23	0.30	Cv

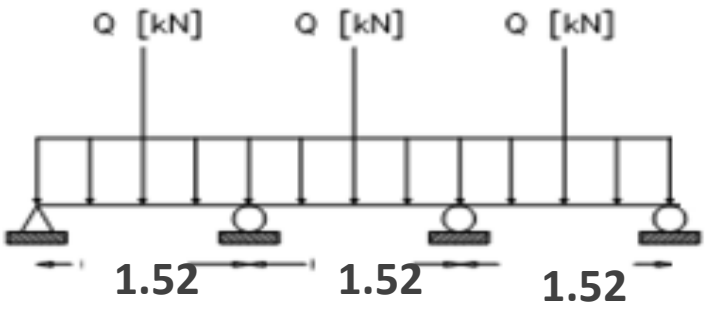


Figure III. 14.Distribution des charges avec quatre étaiements

Il faut prévoir **3 étaiements** le long de travée espacée de **1.52 mètres** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.3.2. Après coulage

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.4.3.2.1. Evaluation des charges

Tableau III. 30.Evaluation des charges.

	Terrasse	étage courant
G (kN/ml)	3.84	3.58
Q (kN/ml)	0.6	0.9

Tableau III. 31.Combinaisons des charges.

	Terrasse	étage courant
P_u=(1,35G+1,5Q)xb (kN/ml)	6.08	6.17
P_{ser}=(G+Q)xb (kN/ml)	4.44	4.48

Détermination des efforts

Etage courant :

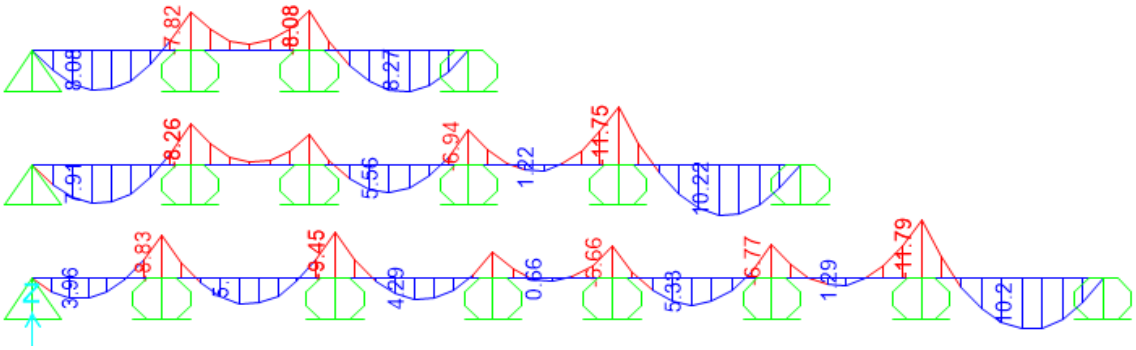


Figure III. 15.Diagrammes des efforts du plancher d'étage courant.

Plancher Terrasse :

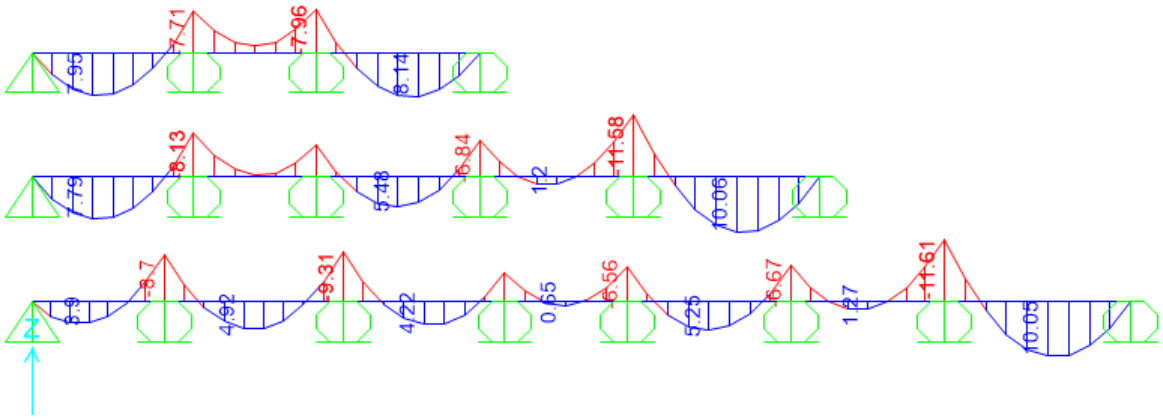


Tableau III. 32.Détermination des efforts.

	ELU			ELS	
	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	T (kN)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
Terrasse	10.06	-11.61	-16.27	7..35*0.8=5.88	-8.48
étage courant	10.22*0.8=8.17	-11.79	-16.52	7.4*0.8=5.92	-8.54

III.4.3.2.2. Ferraillage (à l'ELU)

Dans cette étapes en fait le calcul de ferraillage pour chaque types en suite les résultats seront généralisés sur tous les poutrelles pour les étages courants

a) Données

$$\begin{cases} f_e = 400\ MPa \\ c = 2\ cm \\ c' = 4\ cm \end{cases}$$

a) Armatures

Tableau III. 33.Armatures longitudinales (terrasse + étage courant).

		A_{s1} (cm²/ml)	A_{s2} (cm²/ml)
Travée	Calculée	1.32	0.00
	Choisie	**2HA10=1.57**	**1HA10=0.79**
Appui	Calculée	0.00	2.54
	Choisie	**2HA10=1.57**	**1HA10+2HA12=3.05**

Tableau III. 34.Armatures transversales.

	A_t (cm²)	S_t (cm)
Choisie	2HA4	20
Minimal	$0,4xbxS_t/f_e$=0.13	

III.4.3.2.3. Vérifications

a) Des contraintes

Type de fissuration : non préjudiciable.

Contraintes admissibles : $\begin{cases} \sigma_{b_adm} = 0,6f_{c28} \\ \tau_{adm} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b\ ;\ 5) \end{cases}$

Tableau III. 35Vérification des contraintes normales (à l'ELS) et de cisaillement (à l'ELU).

		σ_b (MPa)	σ_{b_adm} (MPa)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)
terrasse + étage courant	Travée	**3.48**	15	1.14	3.33
	Appui	**10.81**	15		

B la flèche :

Flèche admissible : $f_{adm} = L/500$.

Tableau III. 36.Vérification de la flèche (à l'ELS).

	L (m)	M_t (kN.m)	A_{s1} (cm²)	A_{s2} (cm²)	f (mm)	f_{adm} (mm)
terrasse + étage courant	4.5	7.4*0.8=5.92	1.57	0.79	**6.1**	9

CHAPITR IV :
ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans lequel les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération, jouent un rôle significatif dans la réponse.

Nous rappelons brièvement qu'une sollicitation sismique provient d'une rupture s'initiant dans le manteau terrestre, cette rupture donne naissance à des ondes qui se propagent dans le milieu et atteignent éventuellement la surface du sol où elles se manifestent par une vibration ressentie dans les trois directions de l'espace. Les appareils enregistreurs, les sismographes, recueillent ces vibrations sous la forme d'accélérations du sol en fonction du temps.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.2.1. Centre de masse(ou de gravité) :

C'est le point d'application de la résultante des forces horizontales d'un niveau donné.

On détermine pour chaque niveau le centre de masse, de ses éléments constitutifs, qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

W_i: poids propre de l'élément " i " du niveau considéré.

X_i, Y_i: coordonnées du centre de gravité de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

X_G, Y_G: coordonnées du centre de masse du niveau considéré.

IV.2.2. Centre de rigidité :

C'est le centre de torsion de la structure. Pour ce dernier, nous aurons visé la position la plus proche de celle de centre de masse.

NB : notre bâtiment comporte une forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, d'où, le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque, nous envisageonsdes portiques contreventés par des voiles.

Le calcul du centre de torsion se fait à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{yi} . X_i}{\sum R_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{xi} . Y_i}{\sum R_{xi}}$$

X_R, Y_R: coordonnées du centre de torsion du niveau " j ".

X_i, Y_i: coordonnées de l'élément " i " par rapport au repère choisi.

R(y) , R(x) : la rigidité de la section transversale par rapport à "ox , oy" respectivement.

IV.2.3. Calcul de la rigidité des éléments résistants

IV.2.3.1. Les poteaux

Un poteau est un élément résistant dans la structure, il est considéré comme un élément élancé,Donc, la rigidité du poteau sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$K = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$I_{x,\,y}$: moment d'inertie de la section transversale par rapport à " ox " et / ou " oy ".

E : module de YOUNG.

L : longueur du poteau.

Poteau carré: $$I_x = I_y = \frac{a^4}{12}$$

IV.2.3.2. Les refends pleins

Un refend est un élément structural résistant, il reprend les efforts horizontaux et verticaux conformément à son inertie que le nous pouvons déterminer en (%), il a un grand rôle d'élever la rigidité de la structure, donc une grande marge de stabilité de la structure.

Le refend est un poteau de grande inertie transversale, et d'épaisseur moins faible que le poteau, comme le refend est supposé encastrer à sa base, sa rigidité est égale à :

$$K_{x,y} = \frac{12E.I_{x,y}}{H^3}$$

$K_{x,y}$:la rigidité du refend suivant la direction " ox " et / ou" oy ".

E: module de déformation longitudinale.

H : hauteur de refend.

$I_{x,y}$: moment d'inertie de la section transversale du refend / à "ox " ou / "oy".

- Moment d'inertie :

$$I_x = \frac{L \,.\, e^3}{12} \text{ par rapport à " XG ".}$$

$$I_Y = \frac{L \,.\, e^3}{12} \text{ par rapport à " YG ".}$$

IV.2.4. Excentricité statique (théorique)

C'est l'excentricité entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par:

$$\begin{cases} e_x = |x_m - x_t| \\ e_y = |y_m - y_t| \end{cases}$$

IV.2.5. Excentricité accidentelle

Elle est due à une incertitude dans l'estimation de la masse et de la rigidité, elle est généralement prise égale à 5% de la dimension perpendiculaire à l'action sismique.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou des diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, nous supposerons qu'à 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 précédentes de l'excentricité.

L'augmentation de l'effort tranchant provoquée par la torsion d'axe vertical due à cette excentricité doit être prise en compte.Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devraient être négligés.

IV.3. Modélisation de la structure

IV.3.1. Introduction

L'ouvrage en question sera implanté à Boumerdés, zone III (sismicitéélevée) selon la règle parasismique algérienne(RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto-stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 02 niveaux ou08mpour cette zone.

Donc, on doit disposer des voiles pour que notre structure dont la hauteur est de 22.61msatisfasseles exigences du RPA 99 version 2003.

IV.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle, àcet effet et pour les raisons citées dans le paragraphe (IV.3.1), nous avons modélisé notre ouvrage par un modèle à ossature mixte où le contreventement est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les endroits adéquats de telle sorte qu'ils n'affectent pas l'aspect architectural de l'ouvrage.

IV.3.2.1. Les hypothèses de conception des voiles

La stabilité de la structure doit être assurée, au minimum, par deux refends non coplanaires par direction.

La symétrie par rapport à un axe passe par le centre de gravité d'un niveau donné.
Limitation de l’excentricité (ou limitation de l'effet de torsion d'axe vertical).

IV.3.3. Analyse de notre structure

Après plusieurs changements de dispositions des voiles par logiciel de calcul (sap 2000)nous avons choisi une variante (Figure IV 1,IV 2) pour laquelle nous avons obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité, imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode.

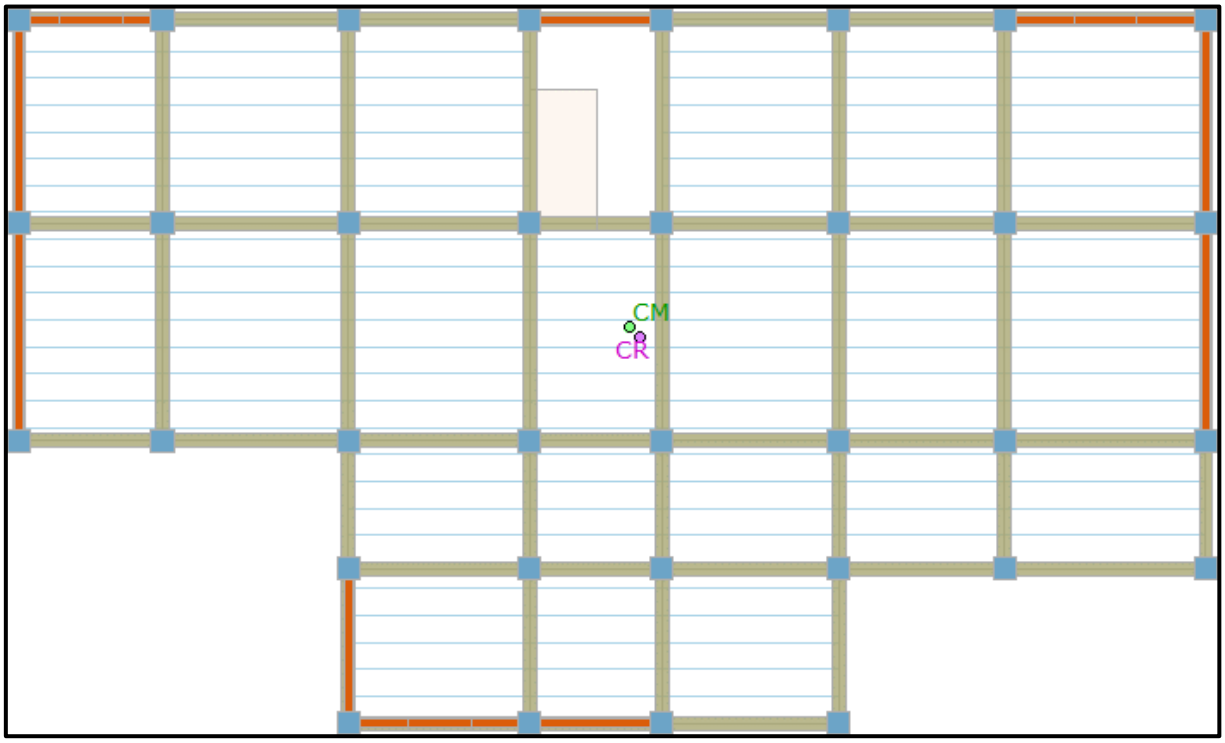


Figure IV.1: centre de masse et centre de rigidité.

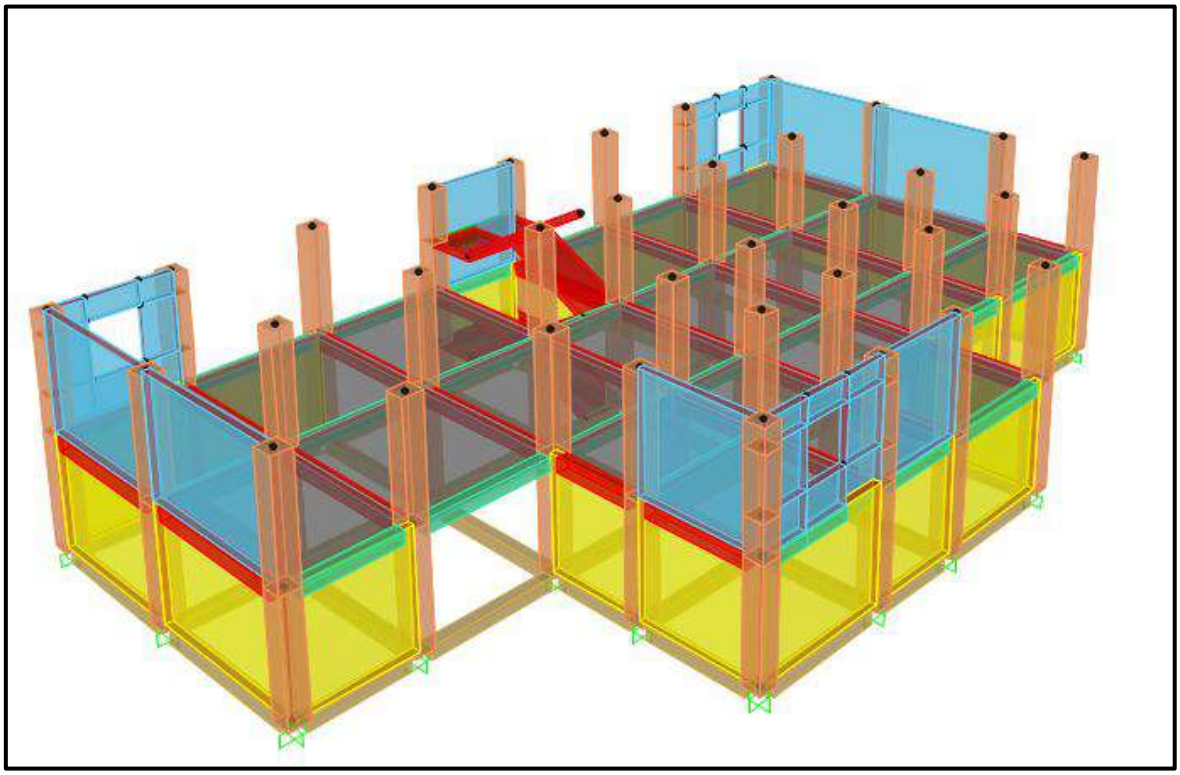


Figure IV.2:: disposition des voiles en 3D.

IV.3.3.1. Détermination centre de masse et centre de gravité (Tableau VI.1)

Tableau IV.1: Centre de masse et centre de torsion.

Niveau(m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
3.23	4808.399	13.739	8.774	6.72E+004	1.48 E+005	15.482	8.617
6.46	4328.322	13.640	8.832	6.72E+004	1.48 E+005	14.068	8.639
9.69	4269.655	13.637	8.846	6.72E+004	1.48 E+005	13.866	8.619
12.92	4215.480	13.634	8.859	6.72E+004	1.48 E+005	13.826	8.633
16.15	4162.400	13.631	8.872	6.72E+004	1.48 E+005	13.827	8.659
19.38	4113.929	13.629	8.884	6.72E+004	1.48 E+005	13.842	8.693
22.61	4051.170	13.625	8.896	6.72E+004	1.48 E+005	13.864	8.733
25.84	3431.997	13.664	8.905	6.72E+004	1.48 E+005	13.889	8.773

IV.3.3.2. Excentricité

Selon l'article 4.3.7 de l'RPA2003, nous devons ajouter à la valeur de l'excentricité théorique dans les deux directions une excentricité additionnelle qui est égale à :

$$E_{X\,add} = 5\% \times L_X \quad , \quad E_{Y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L : La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_X = E_{X\,thé} + E_{X\,add} \quad , \quad E_Y = E_{Y\,thé} + E_{Y\,add}$$

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 26.50m

Largeur du bâtiment = 15.70 m

- **Excentricité admissible** :

Excentricité suivant Lx = 15 % longueur du bâtiment,L_X = 3.98 m.

Excentricité suivant Ly = 15 % largeur du bâtiment,L_Y = 2.36 m.

Tableau IV.2:Excentricité suivant les deux directions.

Niveau(m)	Excentricité suivant X			Excentricité suivant Y		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_Y(m)$	$E_{adm}(m)$	$Ey \leq E_{adm}$
3.23	1.743	3.98	Vérifiée	0.157	2.36	Vérifiée
6.46	0.428	3.98	Vérifiée	0.193	2.36	Vérifiée
9.69	0.229	3.98	Vérifiée	0.227	2.36	Vérifiée
12.92	0.192	3.98	Vérifiée	0.226	2.36	Vérifiée
16.15	0.196	3.98	Vérifiée	0.213	2.36	Vérifiée
19.38	0.213	3.98	Vérifiée	0.191	2.36	Vérifiée
22.61	0.239	3.98	Vérifiée	0.163	2.36	Vérifiée
25.84	0.225	3.98	Vérifiée	0.132	2.36	Vérifiée

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction

Nous admettons toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, nous utilisons généralement trois méthodes :

-Méthode statique équivalente.
-Méthode d'analyse modale spectrale.
-Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m)selon l'article RPA Art 4.1.2, donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

- Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20.2.0 ».

IV.4.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.4.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20.2.0 " est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.4.2.3. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\,\text{sec} \\ 2.5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3\,\text{sec} \end{cases}$$

IV.4.2.3.1. Coefficient d'accélération A (RPA2003 « Tab 4.1 »)

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage nous avons : :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0,25

IV.4.2.3.2. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

IV.4.2.3.3. Coefficient de comportement R

Nous prenons dans un premier calcul (R=3.5) ce qui correspond à un système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Nous considérons que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles(TableauIV.3)(TableauIV.4).

Tableau IV.3.Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charge Verticales					Sollicitation dues aux charge Horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
25.84	3429.594	82.95	2844.965	17.04	584.629	1230.716	00	00	100	1230.71
22.61	7297.339	83.59	6100.515	16.40	1196.824	2211.140	00	00	100	2211.14
19.38	11434.844	84.80	9697.755	15.19	1737.841	2978.761	00	00	100	2978.76
16.15	15506.085	84.98	13178.244	15.01	2327.841	3591.055	00	00	100	3591.05
12.92	19909.834	86.14	17151.074	13.85	2758.760	4060.380	00	00	100	4060.38
9.69	24177.500	86.32	20870.277	13.67	3307.223	4383.939	00	00	100	4383.93
6.46	28912.875	87.38	25265.202	12.61	3647.673	4466.450	00	00	100	4466.45
3.23	32648.745	72.68	23730.946	27.31	8917.799	4836.264	00	00	100	4836.26

Tableau IV.4.Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitation dues aux charge Verticales					Sollicitation dues aux charge Horizontales				
	Poids (KN)	Poteaux		Voiles		Effort T (KN)	Poteaux		Voiles	
		%	(KN)	%	(KN)		%	(KN)	%	(KN)
25.84	3724.433	76.38	2844.965	23.61	879.468	1184.196	00	00	100	1184.19
22.61	7815.512	78.05	6100.515	21.94	1714.997	2202.848	00	00	100	2202.84
19.38	12136.544	79.90	9697.755	20.09	2438.789	3002.751	00	00	100	3002.75
16.15	16407.688	80.31	13178.244	19.68	3229.444	3637.593	00	00	100	3637.59
12.92	20966.541	81.80	17151.074	18.19	3815.467	4161.364	00	00	100	4161.36
9.69	25407.391	82.14	20870.277	17.85	4537.144	4586.369	00	00	100	4586.36
6.46	30197.276	83.66	25265.202	16.33	4932.074	4896.712	00	00	100	4896.71
3.23	30652.856	77.41	23730.946	22.58	6921.910	5041.451	00	00	100	5041.45

IV.4.2.3.4. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau IV.5: détermination du facteur de qualité Q de la structure.

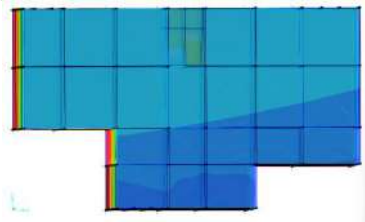
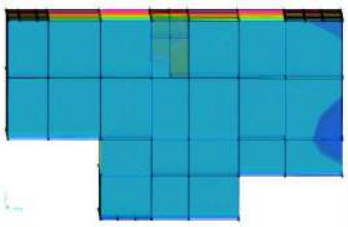
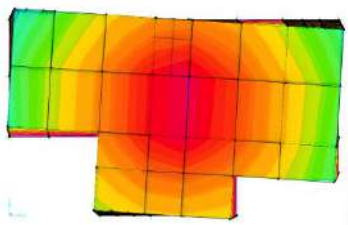
Critère (q)	Suivant X		Suivant X	
	1,15	1,15	Observé	Valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0 ,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0,1		0,1	
Q	1,15		1,15	

IV.4.3. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

IV.4.3.1.1. Comportement modal

Tableau IV.6: Le comportement des trois premiers modes

Modes	Mode 1 / T1 = 0.464 s	Mode 2 / T2 = 0.309 s	Mode 3 / T3 = 0.193 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	61.07	2.06	0.08
Suivant Y	2.02	63.88	0.06
Autour de Z	0.08	0.02	64.47
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe	Translation suivant l'axe	Rotation autour de l'axe Z

IV.4.3.1.2. Participation massique (dissipation d'énergie)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des 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 :

[1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV.7: Comportement des trois premiers modes.

Mode N°	Période (s)	Cumules des masses modales effectives (%)		
		U_X	U_Y	R_Z
1	0.458	60.802	2.030	0.078
2	0.306	62.877	65.757	0.102
3	0.191	62.962	65.820	64.441
4	0.113	81.610	66.123	64.442
5	0.090	81.662	66.216	64.459
6	0.084	81.675	66.224	64.501
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
59	0.027	93.131	96.895	93.553

➢ **Commentaire :**

- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au 39 ème mode suivant l'axe (X)
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au 35 ème mode suivant l'axe (Y)
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure au 54 ème mode suivant l'axe (Z)
- Le temps des modes totales = 3.71s

IV.4.3.2. Analyse statique et dynamique

IV.4.3.2.1. Stabilité de la structure

Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (RPA2003 « Art4.3.6 »)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par

la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

- **Calcul de la force sismique totale V (RPA2003 « Art4.2.3 ») :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule suivante :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad , \quad V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

(Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0,25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \geq 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site S3) $\Rightarrow T_2 = 0{,}5\text{sec}$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0{,}882$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0{,}09 h_n}{\sqrt{L}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0{,}09 \times 25.84}{\sqrt{26.50}} = 0{,}451 \quad , \quad T_y = \frac{0{,}09 \times 25.84}{\sqrt{15.70}} = 0{,}586$$

$$\Rightarrow D_x = 2{,}205 \quad , \quad D_y = 2{,}014$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1{,}15$

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$$

$$W_i = G_i + \beta_1 Q + \beta_2 Q, \qquad \beta_1 = 0{,}2 \ , \ \beta_2 = 0{,}6$$

$$\Rightarrow W = \ 33381.352 \text{ kN}$$

On représente les résultats dans le tableau VI.8 :

Tableau IV.8Les valeurs de la force sismique.

A	$\mathbf{D_x}$	$\mathbf{D_y}$	$\mathbf{Q_x}$	$\mathbf{Q_y}$	**R**	$\mathbf{W(kN)}$	$\mathbf{V_x(kN)}$	$\mathbf{V_y(kN)}$
0 ,25	2.205	2.014	1.15	1.15	3,5	33381.352	6046.197	5522.467

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale que nous les avons calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$V_{tx} = 4843.715kN \quad , \quad V_{ty} = 5116.203kN$$

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Direction	$\mathbf{V(kN)}$	$\mathbf{V_t(kN)}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}}$	$\frac{\mathbf{V_t}}{\mathbf{V}} \geq \mathbf{0,8}$
Suivant X	6046.197	4843.715	0.801	Cv
Suivant Y	5522.467	5116.203	0.926	CV

- **Commentaire**

Le rapport entre (la force dynamique V_t) et (la force statique V) dans les deux sens il est vérifier

a) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} . h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} . h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i . X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i . Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7\ \text{sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0{,}451\text{sec} \quad , \quad T_y = 0{,}586\ \text{sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V_{ty}$$

Tableau IV.10: Valeurs des moments de stabilité et de renversement.

Niveau (m)	Wi (KN)	Wi hi	Fix	Fiy	Mrx	Mry	Msx	Msy
25.84	3431.997	88682.880	920.68	972.47	23790.50	25128.62	46894.80	30561.933
22.61	4051.170	91596.954	950.93	1004.43	21500.53	22710.16	55197.19	36039.208
19.38	4113.929	79727.963	827.71	874.28	16041.01	16943.54	56068.73	36548.145
16.15	4162.400	67222.760	697.89	737.15	11270.92	11904.97	56737.67	36928.812
12.92	4215.480	54464.002	565.43	597.24	7305.35	7716.34	57473.85	37344.937
9.69	4269.655	41372.909	429.52	453..68	4162.04	4396.15	58225.28	37769.368
6.46	4328.322	27960.947	290.28	306.61	1875.20	1980.70	59038.31	38227.739
3.23	4808.399	15531.132	161.23	170.31	520.77	550.10	66062.59	42188.892
Sommes		466559.547	/	/	86466.32	91330.58	455698.78	295609.034

- **Commentaire :**

Notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, nous devons vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_R} = \frac{455698.78}{86466.32} = 5{,}270 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifie}$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{295609.034}{91330.58} = 3.236 \geq 1{,}5 \quad \text{vérifie}$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

b) Vérification des déplacements inter-étage (RPA2003 « Art 4.4.3 »)

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\,\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatifd'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$$\Rightarrow \Delta_{adm} = 0{,}01 h_e$$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étage suivant X.

Niveau (m)	He(m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
25.84	3.23	1.630	5.705	0.920	3.23	Vérifiée
22.61	3.23	1.367	4.785	0.945	3.23	Vérifiée
19.38	3.23	1.097	3.840	0.942	3.23	Vérifiée
16.15	3.23	0.828	2.898	0.903	3.23	Vérifiée
12.92	3.23	0.570	1.995	0.812	3.23	Vérifiée
9.69	3.23	0.338	1.183	0.668	3.23	Vérifiée
6.46	3.23	0.147	0.515	0.448	3.23	Vérifiée
3.23	3.23	0.019	0.067	0.067	3.23	Vérifiée

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau (m)	He(m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
25.84	3.23	0.769	2.692	0.403	3.23	Vérifiée
22.61	3.23	0.654	2.289	0.420	3.23	Vérifiée
19.38	3.23	0.534	1.869	0.423	3.23	Vérifiée
16.15	3.23	0.413	1.446	0.410	3.23	Vérifiée
12.92	3.23	0.296	1.036	0.381	3.23	Vérifié
9.69	3.23	0.187	0.655	0.322	3.23	Vérifiée
6.46	3.23	0.095	0.333	0.231	3.23	Vérifiée
3.23	3.23	0.029	0.102	0.102	3.23	Vérifiée

- **Commentaire :**

  Les déplacements inter-étage sont inférieurs au déplacementadmissibledans les deuxdirections.

c) Vérification de l'effet P-Δ.RPA2003 « Art 5.9 »).

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Si$0.10<\theta_k\leq 0.20$

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 $\theta_k>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk(cm)	Θkx	Θky	Vérification $\theta \leq 0.1$
25.84	3432	0.91	0.40	920.69	972.48	323	0.011	0.004	Vérifiée
22.61	4051.17	0.95	0.42	950.94	1004.4	323	0.013	0.005	Vérifiée
19.38	4113.93	0.94	0.42	827.72	874.28	323	0.014	0.006	Vérifiée
16.15	4162.40	0.91	0.42	697.89	737.15	323	0.017	0.007	Vérifiée
12.92	4215.48	0.81	0.37	565.43	597.24	323	0.019	0.008	Vérifiée
9.69	4269.65	0.66	0.33	429.52	453.69	323	0.020	0.010	Vérifiée
6.46	4328.32	0.45	0.23	290.28	306.61	323	0.021	0.010	Vérifiée
3.23	4808.40	0.07	0.10	161.24	170.31	323	0.006	0.009	Vérifiée

IV.4.3.2.2. Résistance des éléments

a) Vérification de cisaillement des éléments

1) Les poutres :

Selon CBA93 [Art A.5.1]. On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left[0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ \text{Mpa}\right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Tableau IV.14: Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section (cm^2)	Tmax (kN)	Combinaison	Type de fissuration	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	113.07	1.35G+1,5Q	Fissuration peu nuisibl	1.01	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	30×35	49.43	G+Q+Edx	Fissuration préjudiciable	0.51	3.26	Vérifiée
Longrines	30×35	7.47	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0.08	2.50	Vérifiée
P palier	30×35	14.36	1.35G+1,5Q	Fissuration préjudiciable	0.15	2.50	Vérifiée

- **Commentaire :**

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

2) Les voiles :

Concernant les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V_u|}{b.d}$$

Avec :V_u: L'effort tranchant .

b : l'épaisseur de voile .

d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2 \, . f_{c28}$

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe X

Type de voile	B (cm)	L (m)	$\lvert V_{max}\rvert$ (kN)	Combinaison	τMax (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
De contreventement	20	4.05	1418.46	G+Q+Edx	2.724	5	Vérifiée
Périphérique	20	3.95	1420.5	G+Q-Edx	2.797	5	Vérifiée

Tableau IV.16: Vérification de cisaillement des voiles suivant l'axe Y

Type de voile	B (cm)	L (m)	$\|V_{max}\|$ (kN)	Combinaison	τMax (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
De contreventement	20	4.85	1448.46	G+Q+Vty	2.323	5	Vérifiée
Périphérique	20	2.85	1147.23	G+Q-Vty	3.131	5	Vérifiée

b) 2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

D'après **(RPA2003 « Art 7.4.3.1 »).**

Nous devons vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit.

Direction	Section (b*h)	N_d(kN)	$B_c(cm^2)$	Combinaison	ν	$\nu \leq 0.3$
Sous sol	POT(55×55)	2231.44	3025	$G + Q - E_{dx}$	0,295	Vérifiée
RDC	POT(55×55)	1943.86	3025	$G + Q - E_{dy}$	0,250	Vérifiée
1er étage	POT(50×50)	1624.77	2500	$G + Q - E_{dy}$	0.250	Vérifiée
2éme étage	POT(50×50)	1297.93	2500	$G + Q - E_{dy}$	0.210	Vérifiée
3éme étage	POT(45×45)	973.75	2025	$G + Q - E_{dy}$	0.190	Vérifiée
4éme étage	POT(45×45)	655.67	2025	$G + Q - E_{dy}$	0.120	Vérifiée
5éme étage	POT(40×40)	411.15	1600	$G + Q - E_{dy}$	0.100	Vérifiée
6éme étage	POT(40×40)	190.44	1600	$G + Q - E_{dy}$	0.040	Vérifiée

- **Conclusion :**

Après toutes les étapes de calcules et les vérifications effectues pour l'étude dynamique de la structure, les dimensions définitives des éléments structuraux adoptés sont récapitulées dans le tableau suivant

Tableau IV.18: Dimensions finales des éléments.

Eléments		**Section**	**Eléments**	**Section**
Voile de contreventement		20xL	**Poutres principales**	30x40
Poteau	5émé, 6éme étage	40x40	**Poutres secondaires**	30x35
	3émé, 4éme étage	45x45		
	1er, 2éme étage	50x50		
	Sous sol ,RDC	55×55		

CHAPITR IV : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction :

Le calcul de ferraillage est effectué conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant les combinaisons suivantes.

- **Combinaisons données par le CBA93 :**

-G + Q

-1.35G + 1.5Q

-G+Q±E

- **Combinaisons données par le RPA99 version2003 :**

- G+Q±E

- 0.8G ± E

V.2. Ferraillage des poutres

Le calcul de ferraillage des poutres est effectué en flexion simple, nous devons faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal pour tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires ainsi que le chainage).

V.2.1. Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence $F_e E400$.

V.2.1.1. Poutre porteuse

Tableau V.1: La section calculée d'armatures des poutres porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{S1} (cm^2)	M_a (kN.m)	Combinaison	A_{S2} (cm^2)
PP	30x40	62.46	0.8G+Edy	4.35	-89.49	G+Q+Edy	6.35

Tableau V.2 : La section choisie d'armatures des poutres porteuse.

Element	Section calculée		Section choisie	
PP	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}'(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}'(cm^2)$
	4.35	6.35	3HA12+2ch*HA12=5.65	3HA12+3ch*HA12= 6.78

V.2.1.2. Poutre non porteuse

Tableau V.3 : La section calculée d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	(bxh)	M_t (kN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	M_a(kN.m)	Combinaison	$A_{S2}(cm^2)$
PS	30x35	54.9	0.8G+Edx	4.44	-76.08	$G + Q + E_{dx}$	6.29

Tableau V.4: La section choisie d'armatures des poutres non porteuse.

Elément	Section calculée		Section choisie	
PS	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}'(cm^2)$	$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$	$A_{S2}', A_{S1}'(cm^2)$
	4.44	6.29	4HA12=4.52	3HA12+3ch*HA12=6.79

V.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s' \leq \overline{\sigma_s}$$

V.2.2.1. Poutres porteuses

Tableau V.5: Vérification des contraintes des poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes En travées			Contraintes En appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m	$M_{a\,ser}$ (kN.m	σ_b (MPa	σ_s (MPa	σ_s' (MPa	σ_b (MPa	σ_s (MPa	σ_s' (MPa	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
PP	35.38	-61.76	5.09	183.86	58.95	8.35	269.43	98.99	15	400	Vérifiée

V.2.2.2. Poutres non porteuse

Tableau V.6: Vérification des contraintes des non poutres porteuses à l'ELS.

Elément	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en Travées			Contraintes en appuis			Contraintes admissibles		Vérification
	$M_{t\,ser}$ (kN.m	$M_{a\,ser}$ (kN.m	σ_b (MPa	σ_s (MPa	σ_s' (MPa	σ_b (MPa	σ_s (MPa	σ_s' (MPa	$\overline{\sigma_b}$ (MPa	$\overline{\sigma_s}$ (MPa	
PS	24.1	-28.85	4.48	179.69	48.20	4.31	144.56	48.62	15	400	Vérifiée

V.2.3. Vérification de la flèche

Du moment que les conditions préliminaires ne sont pas vérifiées,a cet effet la vérification de la flèche est nécessaire. Les résultats obtenus des poutres principales et secondaires sont résumés respectivement dans les tableauxV.7et V.8.

- Poutre principales **:** toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutre Principale			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification [f] ≤ [f]adm
B	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-47.87		-44.48	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	40	4.85		35.38		5HA12 =5.65	3HA12 = 3.39	2.4	9.7	Condition Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification de la flèche des poutres principale

- Poutre secondaire : $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.071 \geq 0.08$ CNV

Avec□

$$M_t = kxM_0$$

k : Est un coefficient rédacteur($0.75 \leq k \leq 0.85$), nous prenons : k=0.8

Poutre Secondaire			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification [f] ≤ [f]adm
B	h	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	[f]adm	
[cm]	[cm]	[cm]	-24.11		-28.84	[cm^2]	[cm^2]	[mm]	[mm]	
30	35	3.2		24.1		4.52	6.79	1	6.4	Condition Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de la flèche des poutres secondaires.

V.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.9: Vérification des contraintes de cisaillement.

Elément	Section	V_{max}(kN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
PP	30x40	107.34	0.99	3.33	Condition Vérifiée
PS	30x35	54.49	0.58	3.26	Condition Vérifiée

V.2.5. Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à hauteadhérenceF_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

Selon le CBA93 Art. A. 5. 1. 2. 3:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\,, 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Selon le RPA2003 article 7. 5. 2. 2 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S_t \leq \text{Min}\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30cm\right] \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau V.10: La section d'armatures transversales.

Elément		τ_u(MPa)	Espacements et armatures				
			ZN (Cm)	ZC (Cm)	Ø (mm)	A_t (ZN) (Cm^2)	A_t (ZC) (Cm^2)
Poutre porteuse	**PP**	0.99	10	15	8	3HA8=1.50	3HA8=1.50
Poutre non porteuse	**PS**	0.58	10	15	8	3HA8=1.50	3HA8=1.50

- **Conclusion**

Avec ce choix de section d'armatures, toutes les vérifications nécessaires sont établies.

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont sollicités par charges verticales et horizontales, en conséquence, le calcul de ferraillage est effectué en flexion composée déviée(N, M_x, M_y).

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1. Recommandations selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4\ \text{cm}^2 & \text{par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% & \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 3\% \quad \text{(Zone courante)}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b \times h} \leq 6\% \quad \text{(Zone de recouvrement)}$$

-Le diamètre minimum des barres d ferraillage utilisé doit être de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.

-La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

-La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60\text{cm}\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous devons traiter les trois cas extrêmes suivant :

$$N_{max} \text{ et } M_{correspondant}$$

$$M_{max} \text{ et } N_{correspendent}$$

N_{min} et $M_{correspendent}$

Tableau V.11: La section d'armatures des poteaux**.**

Section	Cas	Comb	N(KN)	M_x	M_y	As_1	As_2	A Min	Ach
55x55	Nmax-- Mcors	ELU	2197.77	7.79	-2.53	2.75	1.65	27.23	16HA16 =32.17
55x55	Mmax-- Ncors	ELU	1518.46	-38.62	7.26	2.75	1.65	27.23	
55x55	Nmin-- Mcors	ELU	999.24	-0.88	2.53	2.75	1.65	27.23	
50x50	Nmax-- Mcors	ELU	1539.95	8.7	-1.5	2.5	1.5	22.5	16HA14 =24.63
50x50	Mmax-- Ncors	ELU	907.82	-55.55	-4.58	2.5	1.5	22.5	
50x50	Nmin-- Mcors	ELU	323.33	-11.72	-6.56	2.5	1.5	22.5	
45×45	Nmax-- Mcors	ELU	1003.17	6.76	7.27	2.25	1.35	18.23	12HA14= 18.47
45×45	Mmax--- Ncors	ELU	516.38	60.62	-3.9	2.25	1.35	18.23	
45×45	Nmin-- Mcors	ELU	181.72	-10.34	-8.37	2.25	1.35	18.23	
40x40	Nmax-- Mcors	ELU	484.44	6.52	7.27	2.00	1.20	14.40	12HA14 =18.47
40x40	Mmax--- Ncors	ELU	146.94	71.05	0.39	2.00	1.20	14.40	
40x40	Nmin-- Mcors	ELU	51.78	-11.94	-15.09	2.00	1.20	14.40	

V.3.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	Cas	N(KN)	M_x	M_y	σ_b	σ_s	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
55x55	Nmax---Mcors	1627.9	3.55	0.51	4.68	0	70.10	15	201.63	Condition vérifiée
55x55	Mmax---Ncors	1109.2	28.01	5.42	4.19	0	60.11	15	201.63	Condition vérifiée
55x55	Nmin---Mcors	729.24	-0.64	1.83	2.15	0	32.07	15	201.63	Condition vérifiée
50x50	Nmax---Mcors	1124.0	6.18	-1	4.27	0	63.04	15	201.63	Condition vérifiée
50x50	Mmax---Ncors	663.58	40.34	-3.45	4.09	0	56.04	15	201.63	Condition Vérifiée
50x50	Nmin---Mcors	237.06	-8.53	-4.83	1.34	0	19.01	15	201.63	Condition Vérifiée
45x45	Nmax---Mcors	747.91	-4.55	-4.84	3.71	0	-4.84	15	201.63	Condition Vérifiée
45x45	Mmax---Ncors	377.50	44.06	-2.96	4.45	15.04	57.05	15	201.63	Condition Vérifiée
45x45	Nmin---Mcors	133.25	-7.53	-6.15	1.33	0.19	18.10	15	201.63	Condition Vérifiée
40x40	Nmax---Mcors	353.73	4.72	5.39	2.71	0	37.61	15	201.63	Condition Vérifiée
40x40	Mmax---Ncors	107.61	51.83	0.21	6.35	147.6	62.85	15	201.63	Condition Vérifiée
40x40	Nmin---Mcors	38.03	-8.75	11.12	2.83	47.95	32.13	15	201.63	Condition Vérifiée

V.3.2. Armatures transversales

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est n_t le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

St ≤ Min [0.9d ; 40cm]. et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4$ Mpa

et$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$

Dans le cas de la flexion composée **:** $k = 1+3\times \frac{N_u}{B \times f_{c28}}$

A_t:Section d'armatures transversales.

b:Largeur de la section droite.

h:Hauteur de la section droite.

S_t:Espacement des armatures transversales.

Nous prenons : f_e=400MPA.

Nous avons : $\emptyset_l$min = 1,2 cm

Les armatures transversales des poteaux sont calculées en utilisant la formule recommandée par le **RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :**

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

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

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \text{Min}\left[\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset_l\right] & \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0{,}8\% \geq \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0{,}3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

$$\lambda > 5 \; pour \; tous \; les \; poteaux \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0{,}003 \times t \times b_1$$

Tableau V.13: La section d'armatures transversales des poteaux.

Section	Vu (KN)	ρ	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	$A_{t\,Choix}$ (cm²)
55× 55	-30.52	2,5	Courante	15	2,25	$4Ø8 = 2.01$
			Nodale	10		$4Ø8 = 2.01$
50× 50	-32.76	2,5	Courante	15	2,025	$4Ø8 = 2.01$
			Nodale	10		$4Ø8 = 2.01$
45× 45	-36.03	2,5	Courante	15	1,8	$4Ø8 = 2.01$
			Nodale	10		$4Ø8 = 2.01$
40× 40	-40.14	2,5	Courante	15	1,6	$4Ø8 = 2.01$
			Nodale	10		$4Ø8 = 2.01$

- **Conclusion**

  Après tous les calcules effectués, on peut remarquer que les sections d'armatures choisis satisfaire toutes les vérifications nécessaires

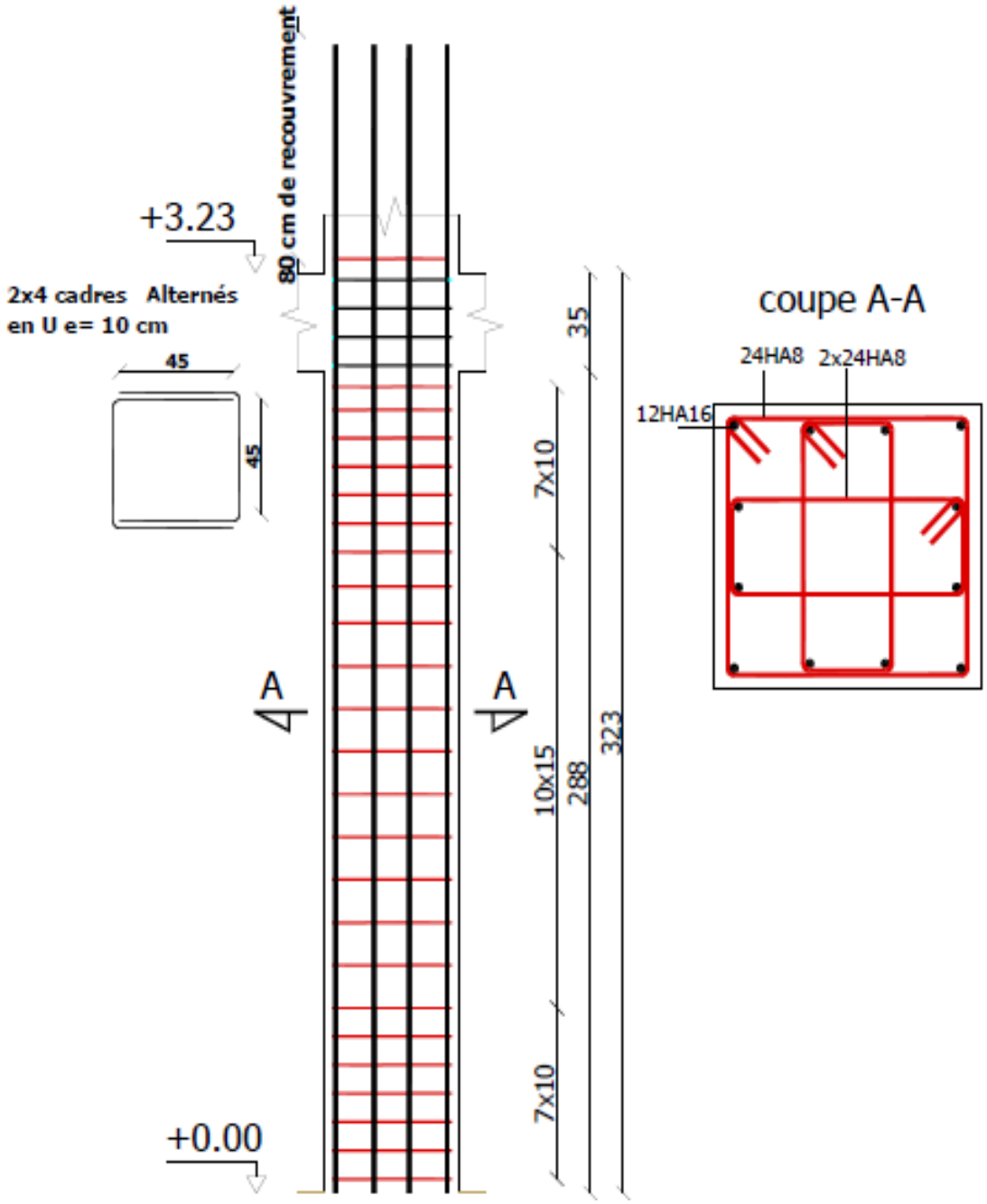


Figure V.4 Ferraillage poteaux section (50x50)

*

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles est calculé à partir 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.

Pour le cas de notre bâtiment étudié, la structure contient deux types de voiles des (pleins et avec ouvertures).

Le calcul de ferraillage des voiles pleins est effectué en flexion composée.

Tandis que les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux est effectué en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux est calculé en flexion simple.

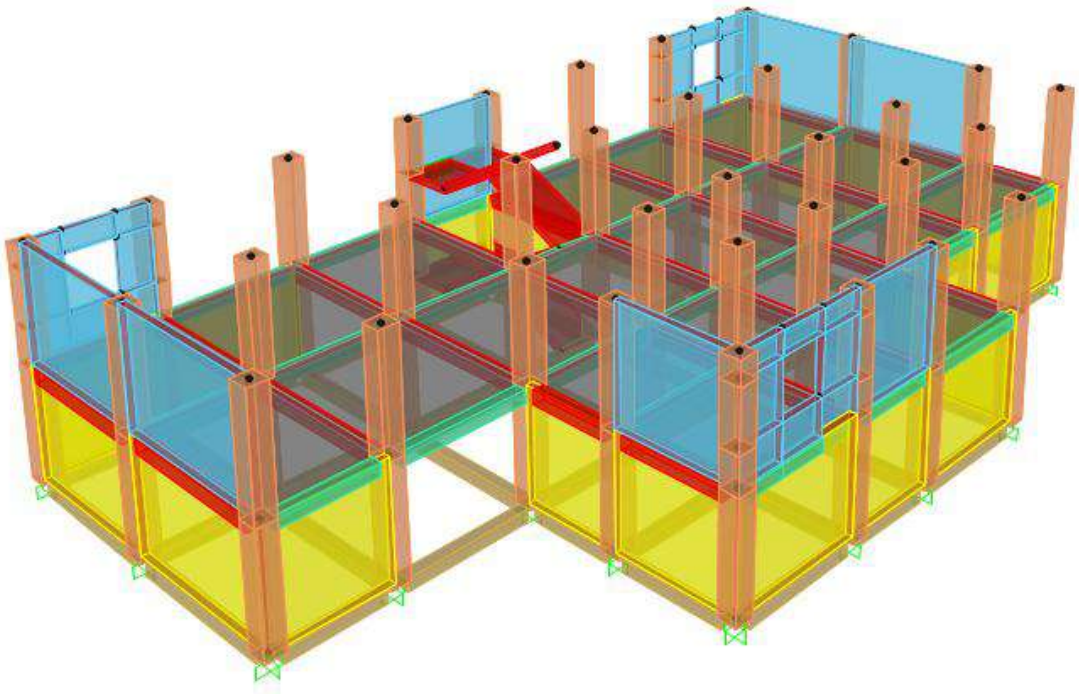


Figure V.5: disposition des voiles

V.4.1. Ferraillage des trumeaux.

V.4.1.1. Calcul d'armatures verticales

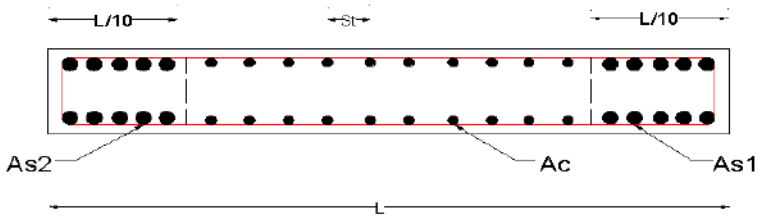


Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_tB_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_cB_c$: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2 \times A_v}{a \times B} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B$$

Le Tableau V.14 récapitule toutes les quantités de ferraillage des deux types de voiles (pleins et trumeaux)

Tableau V.14:calcul des armatures verticales des voiles (Suivant X**).**

Voile	**L (m)**	**N (kN)**	**M (kN. m)**	**A_{VN} calculé (cm^2)**	**A_{VN}** calculé **(cm^2)**
V Plein	4.05	-2972.071	-2343.03	56.42	17.88
V2 Trumeaux	2.1	-827.5	-393.98	11.03	11.03

Tableau V.15: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant X).

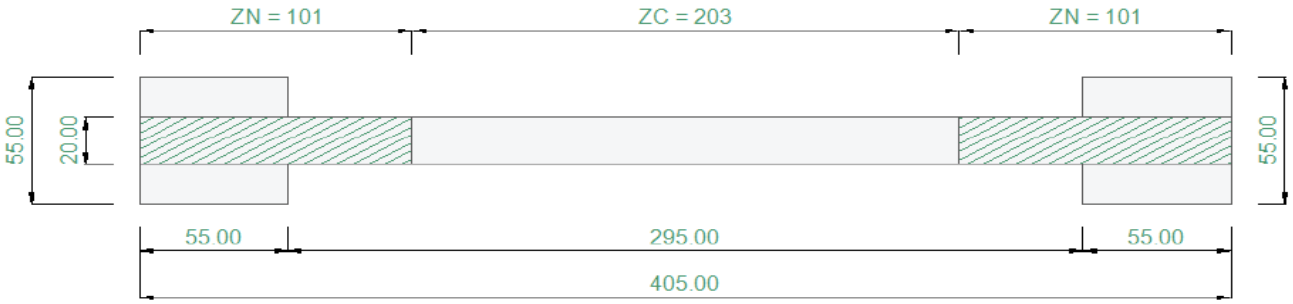
Voile	**L (m)**	$\mathbf{A_{s1choisie}}$ **(kN)**	$\mathbf{A_{s2choisie}}$ **(cm²)**	**St (cm)**	$\boldsymbol{Atc_{choisie}}$ **(cm²)**	**St (Cm)**
V1	4.05	2x15HA16 =60.29	2x15HA16 =60.29	7	2x(19HA10) =29.83	15
V2	2.1	2x5HA12 =11.30	2x5HA12 =11.30	10	2x(19HA10) =29.83	15

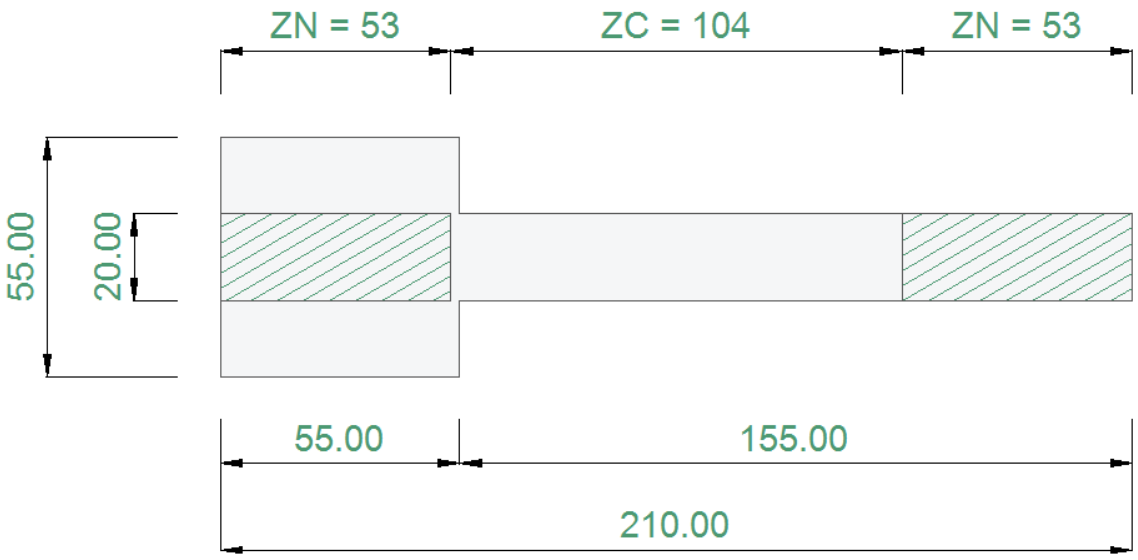
Tableau V.16: d'armatures verticales des voiles

Voile	L	Combinaison	Zone Nodale (cm)	Zone courante (cm)	Armatures verticales courantes calculés (cm²)	Armatures verticalescourantes (cm²)	**St** (Cm)
V1	4.05	0.8G-Edx	101	203	8.1	2x13HA10= 20.41	15
V2	2.1	0.8G-Edx	53	104	4.2	2x5HA8=5.02	20

Tableau V.18:calcul des armatures verticales des voiles (Suivant Y**).**

Voile	L (m)	N (kN)	M (kN. m)	A_{VN} calculé (cm^2)	A_{VN} Calculé (cm^2)
V5	5.95	-1554.11	-4262.33	42.69	0.00
V6	5.95	-1422.53	-3565.14	37.45	0.00





FigureV: Schéma des armatures verticales des voiles (Suivant Y**)**

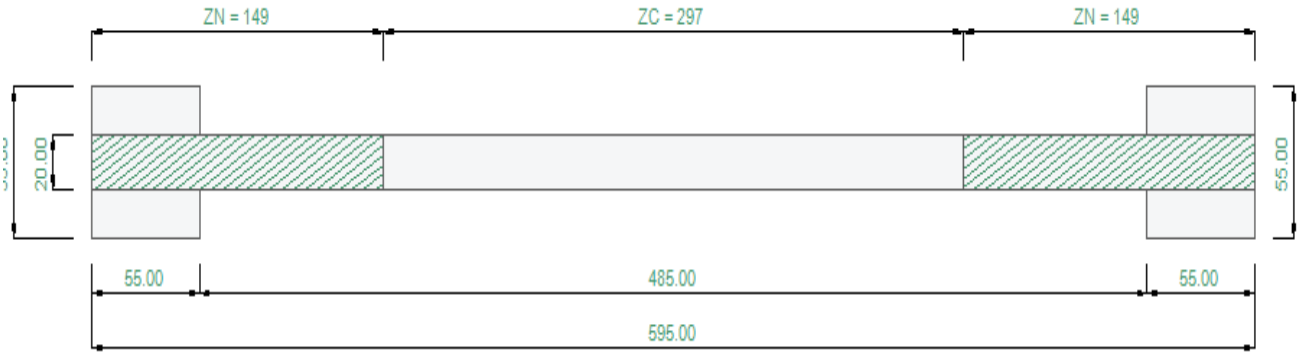


Tableau V.19: La section choisie d'armatures verticales des voiles (Suivant Y).

Voile	L (m²)	$A_{s1choisie}$ (kN)	$A_{s2choisie}$ (cm²)	St (Cm)	$Atc_{choisie}$ (cm²)	St (Cm)
V5	5.95	2x14HA14=43.08	2x14HA14=43.08	10	2x(14HA8) =14.07	20
V6	5.95	2x14HA14=43.08	2x14HA14=43.08	10	2x(14HA8) =14.07	20

Tableau V.20: d'armatures verticales des voiles

Voile	L	Combinaison	Zone Nodale (cm)	Zone courante (cm)	Armatures verticales courantes calculés (cm^2)	Armatures verticalescourantes (cm^2)	**St** (Cm)
V1	5.95	G+Q-Edy	149	297	11.9	2x14HA8= 14.07	15
V2	5.95	G+Q-Edy	149	297	11.9	2x14HA8= 14.07	15

Tableau V.21:Vérification des armatures verticaux selon la condition RPA et CBA

Voile	**L (m^2)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**Amin RPA(cm^2)**	**Amin CBA(cm)**	**Vérification**
V5	5.95	43.08	12.85	9.30	Condition Vérifiée
V6	5.95	43.08	12.85	9.30	Condition Vérifiée

V.4.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau V.22: Vérification des contraintes des voiles (Suivant X).

Voile	**N (kN)**	**M** (kN.m)	σ_b **(MPa)**	σ_s' **(MPa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	$\overline{\sigma_s}$ **(MPa)**	Vérification
V1	686.088	-9.685	0.71	10.53	15	201.63	Condition Vérifiée
V2	289.93	16.78	0.84	12.24	15	201.63	Condition Vérifiée

Tableau V.23: Vérification des contraintes des voiles (Suivant Y).

Voile	**N (kN)**	**M (kN.m)**	σ_b**(MPa)**	σ_s' **(MPa)**	$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	$\overline{\sigma_s}$ **(MPa)**	**Vérification**
V5	1264.66	-172.20	1.07	15.94	15	201.63	Condition Vérifiée
V6	973.03	-139.075	0.83	12.32	15	201.63	Condition Vérifiée

V.4.1.3. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le D.T.R.-B.C.-2.42 Art 2.233-b

$$Ah = Max[\frac{2}{3} \times A_{vch}; 0{,}15.\,\%.\,a.\,h_e]$$

Tableau V.24: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant X).

Voile	A (cm)	h_e (m)	$A_{h.cal}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V1	20	2,88	19.04	15	2x(19HA10) = 29.83cm²
V2	20	2,88	32	20	2x(14HA8) =14.07

Tableau V.25: La section d'armatures horizontales des voiles (Suivant Y).

Voile	a (cm)	h_e (m)	S_t calculé (cm)	S_t Choisis (cm)	$A_{h.ch}$ (cm^2)
V5	20	283	32.01	20	2x14HA8+14.07
V6	20	283	32.01	20	2x14HA8+14.07

V.4.1.4. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles sont reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ était le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

Autres recommandations : (CBA93 et RPA2003)

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- La longueur minimale de recouvrement égale à $50\emptyset_{max}$ en zone III

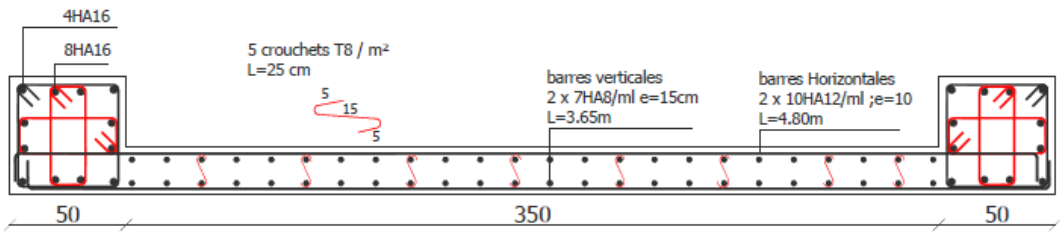


Figure V.7: Ferraillage de voile plein 6

V.4.2. Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, nous avons deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \quad \text{Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \quad \text{Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1{,}4 V_u$$

V.4.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

Nous devons devra disposer **:**

Des aciers longitudinaux A_l.

Des aciers transversaux A_t.

Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

V.4.2.1.1. Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1{,}4 M_u$$

V.4.2.1.2. Aciers transversaux :

On doit connaitre si le linteau est considéré comme un linteau court ou long en utilisant la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & linteau\ long \\ \lambda < 1 & linteau\ court \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + (A_t \times f_e)}$$

$$V = \min(V_1 ; V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} etM_{cj}moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l \times f_e \times Z$$

V.4.2.2. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$)

Aciers diagonales :

Les efforts (M et V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_Dà disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{Pour} : \tau_b \leq 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0015 \ b \times s$$
$$\text{Pour} : \tau_b > 0{,}025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0{,}0025 \ b \times s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0{,}002 \times b \times h$$

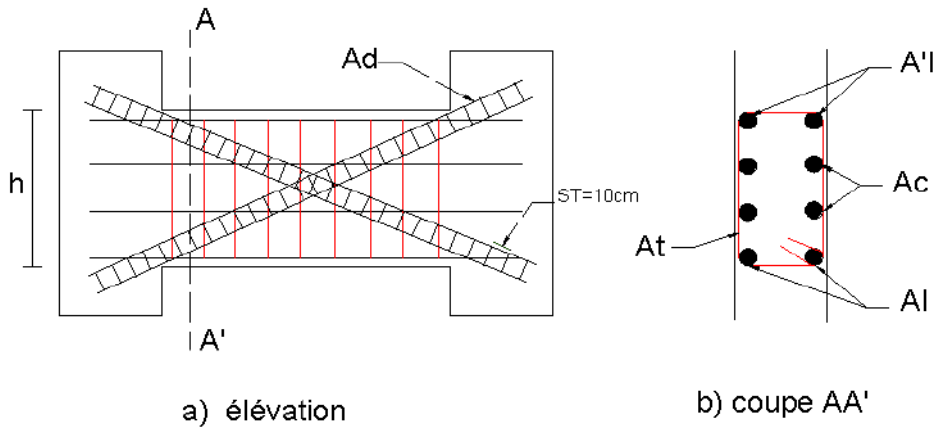


Figure V.8: Disposition des armatures de linteaux.

Tableau V.26: Choix de la méthode de calcul.

Linteaux	Niveau	L (m)	H (m)	V (kN)	τ (MPa)	$0,06f_{c28}$	$\tau \leq 0,06f_{c28}$	Choix de la méthode
1	RDC ;1er ;2em 3em;4em	1.40	1.63	-1219.64	5.81	1,5	Non	Traction/Compression
	5éme , 6éme	1.40	1.63	278.53	1.33	1.5	Oui	Flexion simple

- **Flexion simple :**

Linteaux	Niveau	Armatures longitudinal				Armatures transersales				Armatures de peau		
		M (kN.m)	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	V (kN)	$A_{t\,ch}$ (cm^2)	S (cm)	A_c (cm^2)	$A_{c\,ch}$ (cm^2)	S (cm)
1	5em	180.35	/	4.00	4HA12 =4.52	/	/	2HA10= 1.57	15	/	2x9HA12 =20.36	10

Tableau V.27: La section d'armatures des linteaux.

- **Traction/Compression**

Tableau V.28: La section choisie d'armatures des linteaux.

Linteaux	Armatures Diagonales		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Armatures de peau	
	$A_{D\,cal}$ (cm^2)	A_{Dch} (cm^2)	A_l, A_l' (cm^2)	A_t (cm^2)	A_c (cm^2)	S (cm)
1	19.78	2x6HA16=24.12	2x2HA14=6.16	2HA10=1.57 Esp = 15 cm	2x10HA10=15.70	15

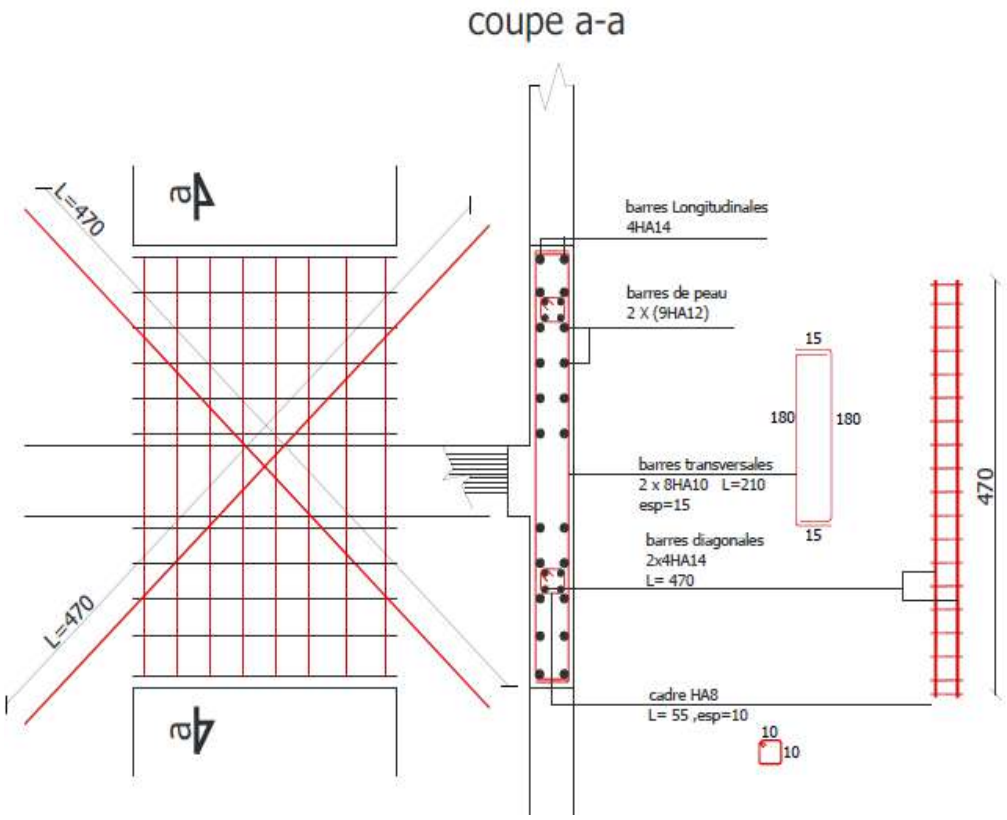


Figure V.9: Ferraillage des linteaux

Conclusion :

Après tous les calcules effectués, on peut remarquer que les sections d'armatures choisis satisfaire toutes les vérifications nécessaires

CHAPITR VI :

FONDATION

VI.1.Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

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.

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 façonà assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Assurer l'encrage suffisant du bâtiment dans le sol.

VI.2 .Types de fondations

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Caractéristiques 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.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont déterminées a partir du rapport du sol présenté par le laboratoire « BET stabilité des sites mécaniques des sols et géotechniques ».

Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

D'après le rapport géotechnique bus une contrainte admissible de sol égale :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bar}$$

La profondeur (l'ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques de sol.

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de :

$$D = 2.00 \text{ m}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont :

$$\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3 \quad , \quad \varphi = 25° \quad , \quad C = 0{,}5 \text{ bar}$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure, pour cela, on pose sur le sol une couche de gros-béton (béton de propreté) de 10cm d'épaisseur, cette couche se compose de (tout-venant(TVO) + ciment + eau).

VI.4 .Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteaux

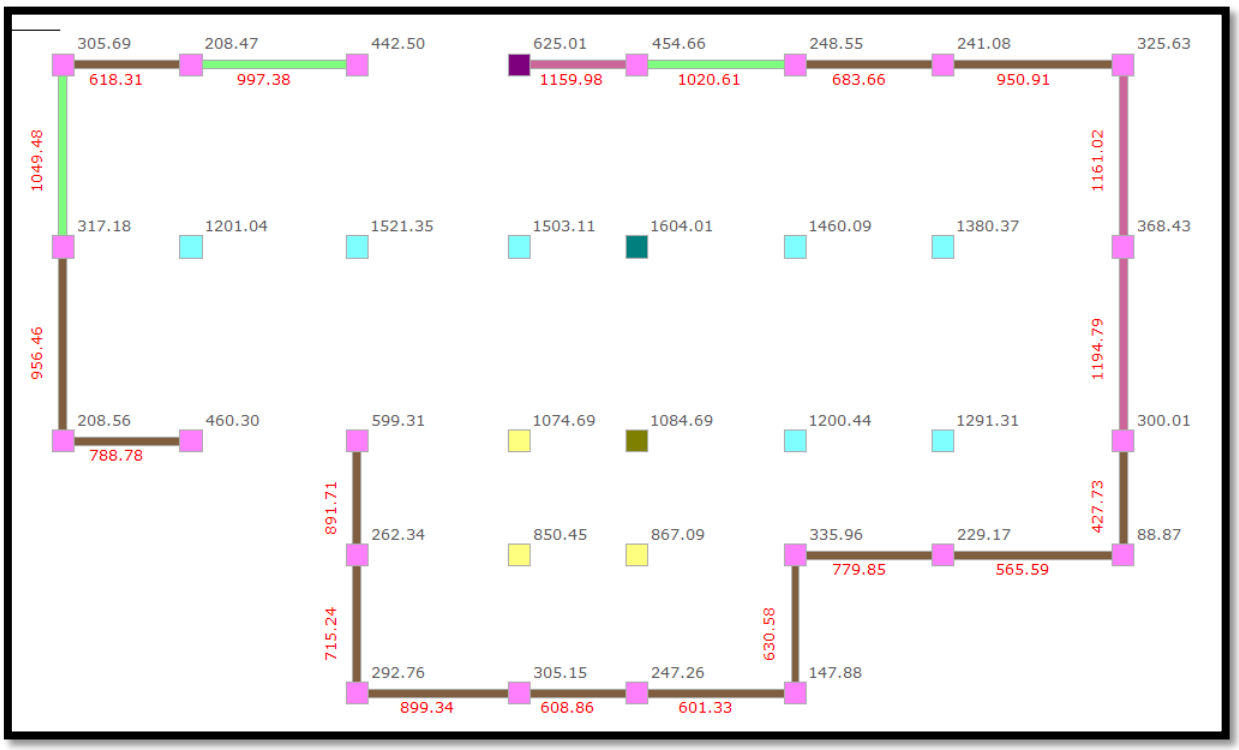


Figure VI.1 . Les efforts a la base dans la structure.

- **Méthode de calcul**

VI.4.1.1. Répartition trapézoïdale

$$e_{0b} = \frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$$

On appelle contrainte moyenne σ_m, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximaleσ_2.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Cette contrainte moyenne doit être toujours inférieure ou égaleàla contrainte admissible du sol $\overline{\sigma_{sol}}$.

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{A \times B}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : $A = \left(\frac{a}{b}\right)B \quad \Rightarrow \quad \frac{N}{\left(\frac{a}{b}\right) \times B^2}\left(1 + \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Il faut resoudre : $$\left[\left(\frac{a}{b}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) \geq 0$$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$\left[\left(\frac{b}{a}\right)\overline{\sigma_{sol}}\right]A^3 - N \times A - (3 \times e_{0a} \times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$\Rightarrow h = d + c$$

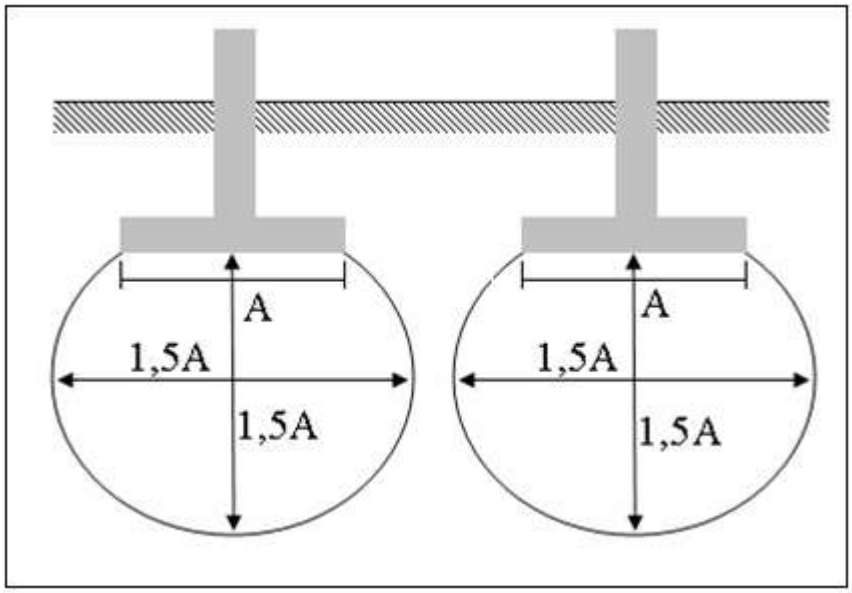
Données

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.5\text{bar} = 0{,}15\text{MPa} \quad , \quad a = b = 55\text{cm} \quad , \quad c = 3\text{cm}$$

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	A (m)	B (m)	A_{ch} (m)	B_{ch} (m)	h_{ch} (cm)
S1	625.01	0.28	9.79	2.04	2.04	42	2.1	2.1
S2	1604.01	-1.76	5.56	3.27	3.27	72	3.3	3.3
S3	1291.31	4.16	-16.98	2.93	2.93	64	3.00	3.00

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles



.

Figure VI.2. Les bulles de pression sous la semelle

Le Figure suivantprésentéles interférences entre les bulles de pression(chevauchement) dans la figure suivante:

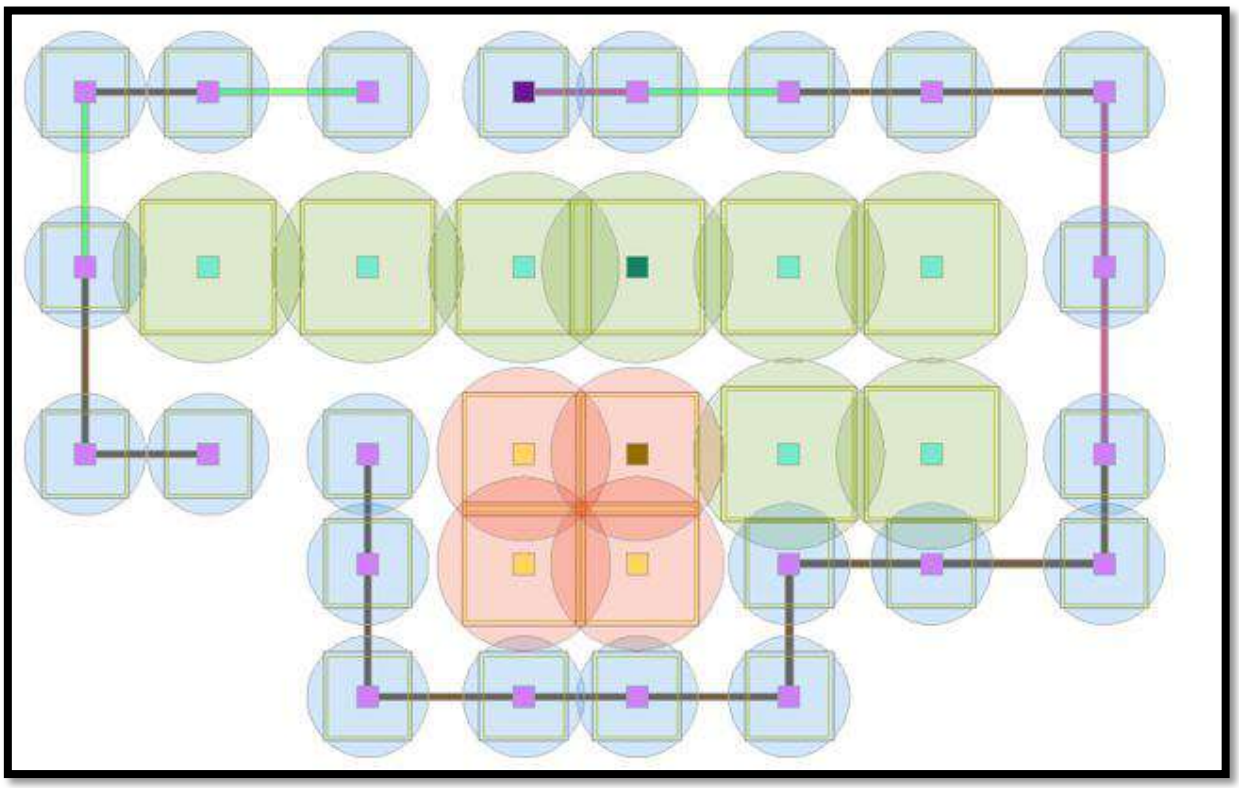


Figure VI.3. Chevauchement des bulles de pression sous les semelles

Suite e ces résultats on remarque qu'il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression dessemelles, a cet effet le passage aux semelles filantes est obligataire.

VI.4.2. Semelle filante

Nous avons deux types de semelles filantes :

-Semelle filante sous unvoile.

-Semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.4.2.1. Dimensionnement des semelles

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.

-Un enrobage suffisant des armatures (e ≥ 3cm).

	Semelle	L (m)	N poteaux (kN)	N voile (kN)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (bars)	B_{cal} (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{adopté}$ (cm)
Suivant X	SF1	26.80	2851.59	5430.85	1.5	2.29	2.50	55
	SF2	26.80	9355.58	/		2.59	2.60	60
	SF3	26.80	6219.31	788.78		1.87	1.90	40
	SF4	19.45	2633.88	1345.44		1.44	1.50	30
	SF5	11.25	993.05	2109.23		1.99	2	45
Suivant Y	SF1	9.5	831.43	2005.94		2.13	2.2	50
	SF2	16	3118.26	1606.95		2.15	2.2	50
	SF3	16	3392.92	630.58		1.80	1.90	40
	SF4	12.55	1082.94	2783.54		2.25	2.3	50

Tableau VI.3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

-La condition de non poinçonnement.

Le calcul de la largeur "B" de la semelle est effectuésur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{sol}} \Longrightarrow \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Longrightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Longrightarrow S = B \times L \Longrightarrow h \geq \frac{B_{ch} - b}{4} + c$$

$$L = d_G + \sum l_i + d_D$$

Avec :

d_G: Débord gauche de la semelle isolée

d_D: Débord droite de la semelle isolée

VI.1.1.1. Vérification de la stabilité au renversement RPA 2003 Art 10.1.5

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement($e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$).

Tableau VI.4:Vérification de la stabilité au renversement.

semelle	N_{ser} (kN/ml)	M_{ser} (kN.m)	e_0 (cm)	B(m)	$\frac{B}{4}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{4}$
SF1	8282.44	108.27	1.30	2.50	62	Condition Vérifiée
SF2	9355.58	32.18	0.34	2.60	65	
SF3	7008.09	-99.59	1.40	1.90	47	
SF4	3979.3	-13.88	0.34	1.50	37	
SF5	3102.28	-23.49	0.75	2	50	

- **Conclusion**

À partir de ces résultats, nous pouvons en conclure que les conditions de stabilité au renversement du bâtiment sontvérifiées

VI.1.1.2. Vérification de poinçonnement

$$F\ (ELU) < \frac{0.045.h.uc.fcj}{\gamma b}$$

Tableau VI.5:Vérification de poinçonnement

a (m)	b (m)	h (m)	U (m)	Fcj (Mpa)	γb	F(limit) (kN)	F(ELU) (kN)	F(ELU)<Flimt
55	55	70	4.40	25	1.50	2310	2197.77	Condition Vérifiée

VI.1.1.3. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.6: Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Verification entre deux semelles		L(m)	B(m)	B'(m)	$1.5\times\frac{B+B'}{2}$	$L > 1.5 \times \frac{B+B'}{2}$
SF1	**SF2**	4.25	2.50	2.60	3.85	Condition Vérifiée
SF2	**SF3**	4.55	2.60	1.90	3.37	Condition Vérifiée
SF3	**SF4**	2.55	1.90	1.50	2.55	Condition Vérifiée
SF4	**SF5**	3.15	1.50	2.00	2.62	Condition Vérifée

- **Conclusion**

D'après ces résultats, nous constatons qu'il n'y aucun chevauchement entre les semellesfilantes.

VI.1.1.4. Dimensionnement de la poutre de libage pour la semellesous plusieurs poteaux

Pour susurrer la liaison de continuité entre les poteaux, seule la semelle elle-même ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux) est probable, pour cela la fondation continue est composée de deux éléments :

-La semelle continue.

-La poutre de libage.

La poutre de libage qui reprend toutes les charges verticales et les moments de flexion,elle a généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur $h_p$est déterminée par la théorie des poutres posées sur sol prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \qquad l_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{k.b}} \qquad \Rightarrow \qquad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5.k.{L_{max}}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa);

L : La plus grande travée dans la fille;

K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3);

I: Moment d'inertie de la poutre de libage $I=\frac{b.{h_p}^3}{12}$;

hp: la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.7:Dimensionnement de la poutre de libage.

Poutre de libage	B (cm)	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (cm)	$h_{p\ adopté}$ (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$	$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$
SF	55	4.50	63.41	65	4.55	Condition Vérifiée

VI.1.1.4.1. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage

$$F\ (ELU) < \frac{0.045.h.uc.fcj}{\gamma b}$$

h (m)	u (m)	Fcj (Mpa)	γb	F(limit) (kN)	F(ELU) (kN)	F(ELU)<Flimt
0.65	4.80	25	1.50	2340	2197.77	Condition Vérifiée

Tableau VI.8:Vérification de poinçonnement

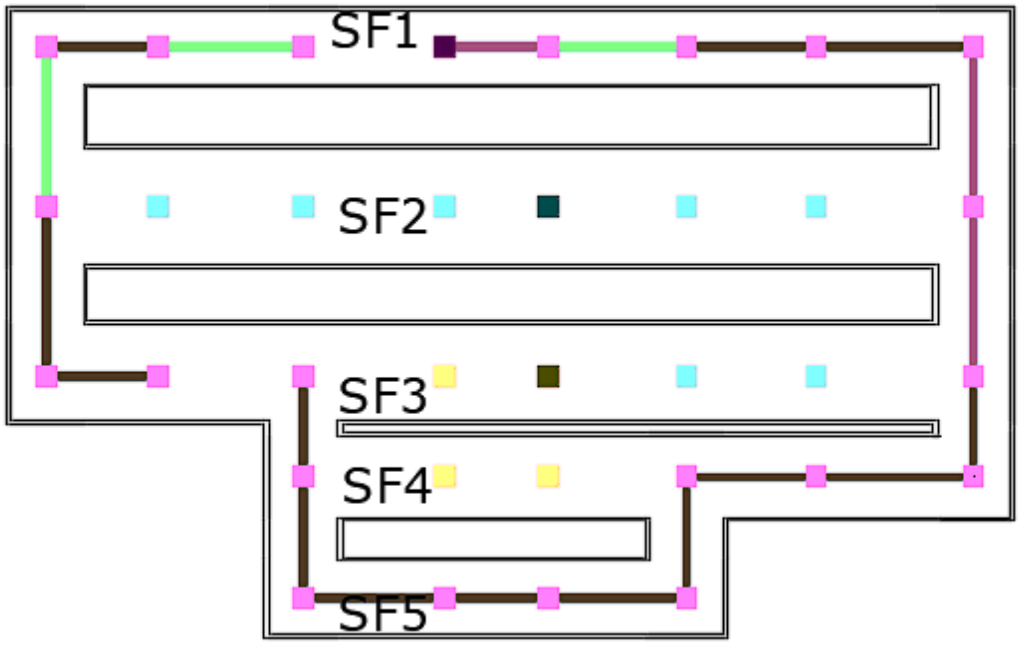


Figure VI.4. Les dimensions finales des semelles filantes

Tableau VI.4: Les Sections choisie et calculée des semelles filantes

Direction	Semelle	N_u (KN.m)	M_u (KN.m	A_{bcal} (cm^2)	Ab.adopte	Stb (cm)	$A_{a.réal}$(cm^2)	$A_{a.répad}$ b(cm^2)	Sta (cm)
X	SF1	2229.87	-35.69	72.56	48HA14= 73.89	8	11.99	11HA12= 12.43	20
	SF2	1704.00	-15.45	68.05	46HA14= 70.81	8	11.99	11HA12= 12.43	20
	SF3	1326.16	0.37	49.44	34HA14= 52.31	10	6.92	7HA12=7.92	20
	SF4	656.96	-29.20	13.59	14HA12= 15.83	15	3.49	7HA12=7.92	20
	SF5	498.80	-0.65	15.66	14HA12= 15.83	15	4.55	7HA12=7.92	20
Y	SF1	545.93	-1.37	19.17	18HA12= 20.35	115	4.15	5HA12=5.65	20
	SF2	498.80	-4.80	14.52	14HA12= 15.83	115	4.54	5HA12=5.65	20
	SF3	490.78	4.16	14.28	14HA12= 15.83	15	4.54	5HA12=5.65	20

Conclusion :

D'après ces résultats, nous constatons qu'il n'y aucun chevauchement entre les semelles filantes.

VI.4.2.3. Calcul de Ferraillage

VI.4.2.3.1.Semelle filante Sous un voile

Le calcul de ferraillage de la semelleest effectuée sur une bande de 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillaged'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B**.**

$$A_b = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times \frac{(B - b)}{8 \times d_b \times \sigma_s}$$

Tout le long du mur, on prévoit des armatures de répartition tel que:

$$A_a = A_{rép} = \frac{A_b \times B_{adopté}}{4}$$

Tableau VI.6: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF2	602.99	-104.1	-0.17		Diagramme trapezoidal

➢ **Remarque** :

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

a) Armatures principales

Tableau VI.7: Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée\ /ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF4	602.99	-104.1	1	2.80	6.14	7HA12=7.92	15

a) Armature de repartitions

$A_{a,rép} = (7.90x2.8)/4 = 5.53\ cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 10HA12 = 11.31cm$,St=15cm

VI.4.2.3.2.Semelle filante Sous plusieurs poteaux

Le calcul de ferraillages divisera en deux parties, transversalement pour la semelle, et longitudinalement pour la poutre de libage.

Transversalement :

Dans le calcul de ferraillage la semelle est considérée comme une semelle isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale B.

La dimension longitudinale A est prise comme la distance entre les poteaux de part et d'autre :

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$$

Une fois A déterminée, en fonction des valeursN et M_b, on déterminela quantité de ferraillage (A_b) parallèle a B et les armatures de répartition$A_{rép}$parallèle

Tableau VI.8: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$e_0 \leq \frac{B}{6}$
SF4	2429.87	-38.69	-0.016	43.33	Diagramme trapezoidal

Remarque

-Le calcul de ferraillage a été effectué en utilisant la méthode des bielles à l'ELU.

b) Armatures principales

Tableau VI.9: Ferraillages des armatures principales de la semelle.

Semelle	N_u (kN/ml)	M_u (kN.m)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée}$ (cm^2)	$A_{b.adoptée/ml}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF1	2429.87	-38.69	4.525	2.50	91.26	60HA14=92.32	14HA14=21.54	7

c) Armature de répartitions

-$A_{a,rép} = (21.54 \times 2{,}6)/4 = 14.001 cm^2 \Rightarrow \quad A_{a,rép} = 14HA12 = 15.83 cm^2$

-Espacement de 15 cm

- **Longitudinalement**

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie q cette charges est déterminéeen utilisant les formules suivantes:

$$q_u = \sigma_u \times B_{adopté}$$

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \times B_{adopté}$$

$$\sigma_u = \frac{\sum N_{ser} + 1{,}35 \times (P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + P_{amorces\ voile} + P_{remblai})}{B_{adopté} \times L}$$

Tableau VI.10: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

P.libage	L (m)	$\sum N_u$ (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{a.poteaux}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	$P_{P.libage}$ (KN)	σ_u (MPa)	σ_{ser} (MPa)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
S1-F1	26.80	10936.20	881.24	0	0	438.48	1.84	1.38	478.40	358.80

-Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.11:Détermination dessollicitations de la poutre de libage.

ELU			ELS	
M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T(kN)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
-966.41	659.41	1268.61	-731.34	499.08

d) Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI.12: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU.

P.libag		M_u (kN.m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
SF1	Travée	659.41	20.51	0.00	7HA20=21.99

	Appuis	-966.41	30.83	0.00	10HA20=31.42

e) Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Pour une fissuration préjudiciable :

$\overline{\sigma_b}$=15MPa $\overline{\sigma_S}$=201.63MPa

Tableau VI.3: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

P.libage		M_{ser} (kN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF1	Travée	499.08	21.99	15.71	6.08	201.63	80.57	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
	Appuis	-731.34	15.71	31.42	8.50	201.63	107.87		

VI.4.2.3.3.Vérification du cisaillement de la poutre de libage CBA 91 Art.5.2.4.2

On doit vérifier $\leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau = \frac{1914.94 \times 1000}{700 \times 1197} = 2.28\text{MPa} < \bar{\tau} = 2{,}50\ \text{MPa} \dots\dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément				Espacement et Armatures			
b cm	H Cm	T Kn	τ MPa	ZN Cm	ZC Cm	Φ Mm	At cm^2
55	100	1268.61	2.31	10	20	8	6HA8= 3.02

Armatures de peau selonCBA93 A.7.3

Comme la poutre de libage a une hauteur recommandée par le CBA93, des armateurs de peau d'au moins de 3cm^2/ml posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre.

$A_p = 3 \times 1.2 = 3.6\ cm^2$, donc on adopte $4HA12 = 4.52\ cm^2$.

VI.4.3.Ferraillage des longrines Art 10.1.1 RPA 99 V 2003

✓ Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

✓ Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

Site S3: 25cm×30cm.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20\ kN$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par des points d'appuis solidarisés.

La section choisie : $30 \times 35\ cm^2$; $\alpha = 10$ (Zone IIb, S3)

. Etant donné que le béton tendu est négligé, il est résulté que les armateurs longitudinaux doivent pouvoir équilibrer la force de traction.

VI.4.3.1 Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VI.15: Ferraillage longitudinal des longrines.

Section (cm^2)	N_u (kN)	F_u (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	Vérification
30× 35	2197.77	219.78	6.32	6HA14=9.24	1.05	6.30	Condition Vérifiée

VI.4.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA 93 Art. a.4.5.3

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{\alpha . A};\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{1{,}6 . F_{tj}}\right\} \ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tableau VI.16: Vérification de contrainte à L'ELS des longrines.

$Section$ (cm^2)	N_{ser} (kN)	F_{ser} (kN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30× 35	2197.77	219.78	6.32	6HA14=9.24	1.05	6.30

➢

➢ **Commentaire :**

Les contraintes normales de traction sont justifiées suffisante.

VI.4.3.3 .Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement CBA 93.art.A.5.1.2.1.1

Tableau VI.17:Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement

$\boldsymbol{Elément}$	$\boldsymbol{Section}$	$\boldsymbol{V_{max}(kN)}$	$\boldsymbol{\tau\ (MPa)}$	$\boldsymbol{\bar{\tau}\ (MPa)}$	$\boldsymbol{\tau \leq \bar{\tau}}$
Longrine	30× 35	2197.77	219.78	6.32	6HA14=9.24

VI.4.3.3.1. Calcul des armatures transversals

Tableau VI.18: Calcul des armatures transversales des longrines.

$\boldsymbol{\phi_l}$ $(\boldsymbol{mm})$	$\boldsymbol{\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}}$	$\boldsymbol{\phi_t}$ $(\boldsymbol{mm})$	$\boldsymbol{A_t}$ $(\boldsymbol{cm^2})$	$\boldsymbol{S_{t.cal}}$ $(\boldsymbol{cm})$	$\boldsymbol{S_{t.adoptée}}$ $(\boldsymbol{cm})$
12	4,66	8	3HA8=1.51	17	15

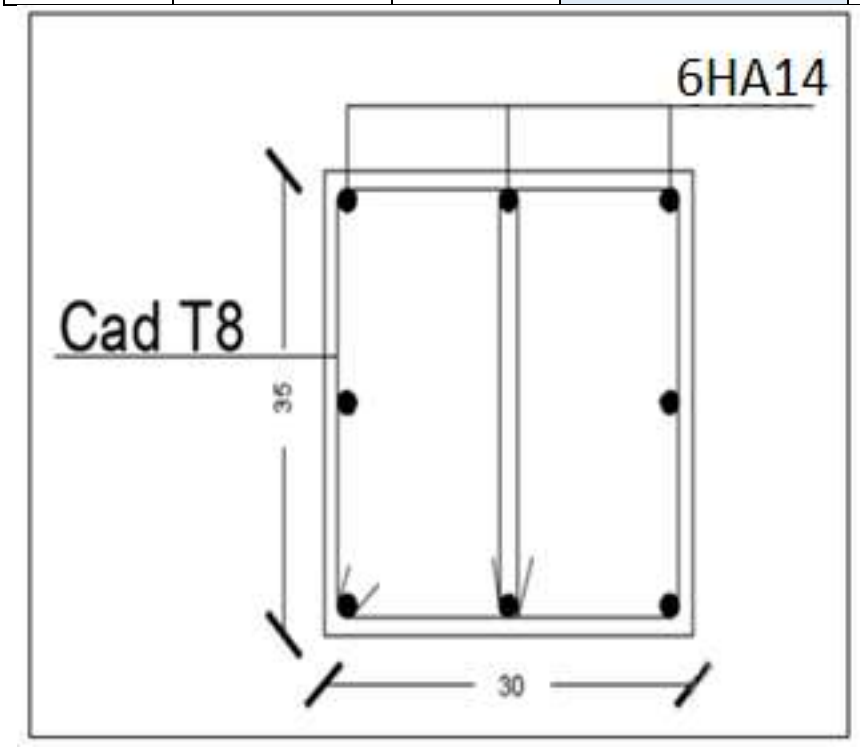


Figure .VI .6. Ferraillage de la longrin

Ferraillage de voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumis à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Selon le RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

-l'épaisseur minimale des voiles est : e $\geq$ 15 cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal, vertical)

.

Calcul de la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} . \rho_h . K_p . H^2$$

Avec:

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\rho_h = 18\ kN/m^3 \quad , \quad H = 3.40\ m \quad , \quad \varphi = 25° \quad \Rightarrow \quad K_p = 0.17$$

ρ_h : poids volumique des terres.

K_p: Coefficient de poussée.

φ : angle de frottement interne.

$P = \frac{1}{2} \times 18 \times 0{,}17 \times (3.40)^2 = 17.68\ kN/m$

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera en charge uniformément repartie, il est considéré comme un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture.

Tableau VI.31.*Calcul des moments de flexion des lignes de rupture.*

P(kN/m)	P_u (kN/m)	P_s (kN/m)	M_U	M_s
17.68	22.54	23.56	25.36	18.79

VI.8.2 Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur

Avec:

$$\begin{cases} Mt = M \\ Ma = -0{,}5M \end{cases}$$

b=100cm, h=25 cm; c=3 cmσ_b=14,20MPa;σ_s==348 MPa
La fissuration est préjudiciable**.**

TableauVI.32. La section d'armatures du voile périphérique.

	M_U (kN.m)	A (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choix}(cm^2)$	S_t (cm)
travée	25.36	3.6	2.50	7HA10=5.5	15
appuis	-12.2	2.9	2.50	7HA10=5.5	15

VI.8.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

$$\overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63\text{MPa}$$

Tableau VI.33. *Vérification des contraintes à l'ELS.*

Contraint	M_{ser}(kN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Vérifiée	σ_s	σ_s '	$\overline{\sigma_s}$	Vérifiée
Travée	18.79	1.5	15	Oui	17.7	17.7	201.63	Oui
Appuis	-8.63	0.7	15	Oui	8.8	8.8	201.63	Oui

VI.8.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_{max} = \tau_{max} = \frac{42.36 \times 10^3}{(1000 \times 200)} = 0{,}211\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1{,}167\ MPa$$

Conclusion :

Finalement, pour l'infrastructure, les semelles filantes été le meilleur choix pour satisfaire les conditions de stabilité et éviter le chevauchements

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

Après la réalisation des chapitres qui constituent notre mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

- L'étude génie civil est essentielle pour tout ingénieur (G.C) à la fin de sa formation, ce ci dans le but d'acquérir les informations et l'expérience nécessaire à sa vie professionnelle.

- Le but de ce travail était basé sur une compréhension logique du plan schématisé, après ce ci une étude pratique basé sur des calculs précis en respectant les règlements en vigueur tel que RPA99 version 2003 ; CBA 93 dans le but d'avoir la résistance, la stabilité et l'économie.

- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont étés essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts.

- La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure ; c'est à la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis d'acquérir des connaissances sur l'utilisation du logiciel SAP2000, ainsi que la mise en application des règlements en vigueur d'une autre part.

Nous espérons que ce modeste travail constituera un début pour exploiter ces connaissances, et le développent de la réflexion inventive dans la vie pratique

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques

Documents réglementaires

[1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures « SAP2000 version 20.2.0 ».
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2019

ANNEXES

ANNEXES

ANNEXE 1

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

Pour les poutrelles (Avant coulage)

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux 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.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$: on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$: on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage

$$G = G_{P.corps\,creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\,;\,0{,}5L]$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{b\,{d_0}^2\,\sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$-\mu_l = 0.392$$

Pour les poutres et bandes de dalles

On peut admettre que I_f estdéfini par la relation:

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\,f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

ANNEXES

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\, f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

Avec:

n=15;

f_{t28}:la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

σ_s:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ:Le«pourcentage» ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho = \frac{A}{b_0.d}$$

b_0:La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λ_i et λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = \frac{1}{3}E_i$.

$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}$ et $\frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à:

$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}$ et $f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée.

ANNEXE 2

FICHE TICHNIQUE DES POUTRELLES

ANNEXES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL — TREFAL تريفال — REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

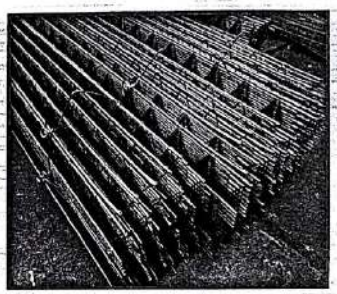
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

Désignation	Pas (P) (mm)	Hauteur (H) (mm)	Membrure supérieur (M.S) (mm)	Membrure inférieur (M.I) (mm)	Zigzag (ZZ) (mm)	Largeur (LS) (mm)	Longueur (L) (mm)	Poids nominal M/L (Kg)
10 x 5 x 10	200	150	10	10	5	90	12	2,444

POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

Types	Hauteur (cm)	Diamètre des fils constitutifs (mm)			Largeur (mm)	Longueur (m)
P	H	M.S	M.I	ZZ (Etrier)	LS	L
200	7 à 30	8 - 10	8 - 10	4 à 6	90	2 à 12

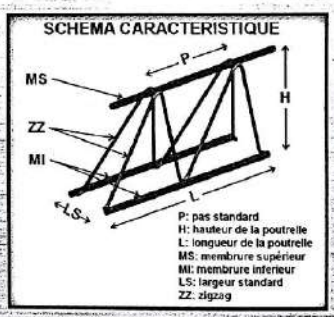


CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'elasticité (N/mm²)	Allongement (A%)
550	500	8

SCHEMA CARACTERISTIQUE



P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craqué :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXES

ANNEXE3

VERIFICATION DE LA FLECHE - METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si lesinégalitésci-dessous sont vérifiées

-Pour les Poutres $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Poutrelles $\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$

-Pour les Dalles Pleines $\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$

Aωεχ:

-$M_t = k \times M_0$

k : Est un coefficient rédacteur$(0,75 \leq k \leq 0,85)$.-

ANNEXE 4

LA METHODE DE CAQUOT

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT. Pour les autres en utilise la méthode forfaitaire

Avec :

- M_o : moment isostatique $\mathrm{Mo} = \frac{ql^2}{8}$.
- M_a : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

$$\begin{cases} \text{Appuis de rives;} & \mathrm{Ma} = 0{,}2\mathrm{M_0} \\ \text{Appuis intermédiaires;} & \mathrm{Ma} = \dfrac{-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \end{cases}$$

- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- L' : longueurs de travée $\begin{cases} \text{Travée de rive} & \mathrm{L}' = \mathrm{L} \\ \text{Travée intermédiaire} & \mathrm{L}' = 0{,}8\ \mathrm{L} \end{cases}$
- L : représente la portée de la travée libre.
- T: Effort tranchant $\begin{cases} Tw = \left(\frac{ql}{2}\right) + \left(\mathrm{M_e} - \frac{\mathrm{M_w}}{l}\right) \\ Te = \left(\frac{ql}{2}\right) - \left(\mathrm{M_e} - \frac{\mathrm{M_w}}{l}\right) \end{cases}$

ANNEXES

ANNEXE 5
TREILLIS SOUDES

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER

شركة الحديد الجزائر

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

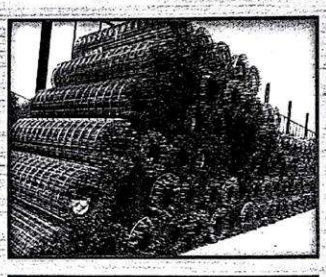
TREILLIS SOUDES, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

TREILLIS SOUDES STANDARDS

Types	Diamètre du fils (mm)		Espacement (mm)		Dimensions abouts compris (m)	Section d'acier	Poids du m²	Surface	Poids Total
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur	L&l	(mm²)	(Kg)	(m²)	(Kg)
Rouleaux	4,5	4,5	150	150	45 x 2,4	15,9	1,66	108	179,6
Panneaux	5	5	150	150	3,6 x 2,4	19,63	2,06	8,64	17,8

TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

Types	Diamètre du fils (mm)		Longueur du fils (m)		Espacement Maille (mm)	Dimensions abouts (mm)
	Porteur	Répartiteur	Porteur	Répartiteur		
Rouleaux	4 à 6	4 à 6	20 à 50	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Panneaux	4 à 10	4 à 10	2 à 6	1,2 à 2,4	50 à 600	25 à 300
Tolérance			± 1%	± 1%	± 1%	± 1%



TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

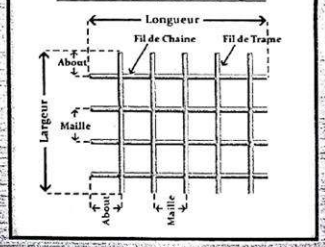
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

SCHEMA CARACTERISTIQUE



CARACTERISTIQUES MECANIQUES

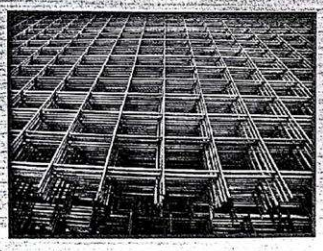
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

Résistance à la traction (N/mm²)	Limite d'Elasticité (N/mm²)	Allongement Total (S/charge max %)
525	500	2,5

APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

ANNEXES

ANNEXE 6

METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

[RPA2003-Art 4.3.7]

- **Le spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} pour: T_2 \le T \le 3\ sec \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} pour: T > 3\ sec \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « Tab 4.1 »).

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Selon la zone, groupe d'usage).

Le Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{pour: } 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour : } T_2 \le T \le 3sec \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour : } T \ge 3sec \end{cases}$$

La Période caractéristique, (Selon le site).

Facteur de correction d'amortissement η : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ \xi = 7$

La Période fondamentale suivant les deux directions.$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$

Coefficient de comportement R : RPA v2003 [Art 3.4.A.4b]

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

ANNEXES

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et 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, Donc : R=4.

Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Le Poids total de la structure. $W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$

a) Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »)

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W$$

a) Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

b) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & Si: T \geq 0{,}7\ sec \\ 0 & Si: T < 0{,}7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0{,}507\ sec$, $T_y = 0{,}553\ sec$ $\Rightarrow$ $F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}.$$

ANNEXES