REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Département De Génie De La Matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Constructions et Matériaux

Thème:

Etude Et Conception D'un immeuble Constitué De Deux Blocs

-**Bloc A** à usage d'habitation En RDC+6

-**Bloc B** à usage d'habitation En RDC+5

Réalisé par :

- Sahraoui Soumia

- Amiri Fatma

Dirigé par :

- Mr. Khelladi Mohamed

Promotion: Join 2014

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous remercions très sincèrement notre promoteur, monsieur **Mr.Khelladi ,**pour son dévouement, ses conseils et ses critiques tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions sincèrement tous les enseignants de l'université de Dr Yahia Fares et spécialement les enseignants de département de Génie Civil qui ont participés à notre formation.

Nous remercions pareillement tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nous adressons les plus chaleureux remerciements et toute gratitude à tous nos amies de construction et Matériaux ainsi que nos amies de l'option Structure

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.

DEDICACE

A la fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail :

Aux prunelles de mes yeux : Mes chers parents.

A mon cher frère et mes chères sœurs.

A toute la famille Sahraoui et Mohammedi.

A mon promoteur Mr .Mohamed Khelladi.

A mon binôme Amiri Fatma.

A mes chères amies Khadidja, Khatima ,Fatima, Djamila ,Hamida ,Nabila et Ratiba

A tous mes collègues surtout de la classe Constructions et Matériaux, et à tous mes collègues de ma promotion.

A tous ceux et celles que j'aime.

Soumia

Sommaire

Chapitre I : présentation du projet

I.1. Introduction générale ……1

I.2. Situation : ……. ……1

I.3. Description de l'ouvrage :……..1

I.4. Caractéristiques des bâtiments : ……9

I.4.a. Dimensions :……..9

I .4.b. L'ossature : ……..9

I.4.c. Planchers :……..10

I.4.d. Maçonnerie :…… ….10

I.4.e. Revêtement : :……..10

I.4.f. L'acrotère :……..10

I.4.g. Les escaliers :……10

I.4.h. L'infrastructure :…….. 11

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :……11

I.5.1. Le béton :……11

I.5.2. Les aciers :……12

I.6. Taux de travail du sol :…….. 12

Chapitre II : Pré dimensionnement :

II.1 Introduction :……13

II.3 Évaluation des charges permanents et es surcharges d'exploitations :……13

II.4.1 Maçonnerie :…….. 15

II.3.2 Plancher terrasse :……..16

II.3.3 Plancher courant :……16

II.4 Pré dimensionnement des poutres :……17

II.4 .1 Vérification de la flèche :……19

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :……20

II.5.1. Calcul de la longueur de flambement L_f :……21

II.5.5. la surface reprise par le poteau :……23

II.5.6.a. Charges d'exploitation :……23

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu :……24

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :……27

II.6. Pré dimensionnement des voiles :……27

Chapitre III : calcule des éléments secondaires

III.1 Introduction :……29

III.2 l'acrotère:……29

III.2.1- Principe de calcul:……29

III.2.2- Évaluation des charges et surcharges : ……29

III.2.3- Détermination des efforts:……30

III.2.4- Calcul du ferraillage:……32

III.2.4.1-Etude en flexion simple ……32

III.2.5.1-Détermination de y1 ……33

III.2.6-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton ……34

III.2.7- Vérification de l'acrotère au séisme :……35

III.3. Plancher à corps creux :……36

III.3.1. Introduction:……36

III.3.1.1. *Calcul des poutrelles*:……36

III.4. les escaliers :……..50

III.4.1. Introduction :……50

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :……..51

III.4.3. Choix des dimensions d'escalier :……..51

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges : ……..53

III.4.4.A. Charges permanentes :……53

III.4.4.B. Charge d'exploitation : ……54

III.4.5. combinaison des charges : ……54

III.4.6. Ferraillage des escaliers :……..56

III.4.6.B. Les armatures de répartition : ……57

III.4.6.C. Vérification de l'espacement :……57

III.4.6.D. Vérification de l'effort tranchant : ……57

III.4.6.E. Vérification à l'E.L.S :……58

III.4.6.F. Vérification de la flèche :……58

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction : ……72

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :……72

IV.2.1 Centre de masse : ……72

VI.2.2/Centre de rigidité (torsion) :……..77

IV.2. 3. Excentricité :……80

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :……..80

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle……..81

IV.3/Choix de la méthode de calcul :……83

VI.4/Conditions d'application de la méthode statique équivalente :……..83

VI.5- Résultats de l'analyse dynamique :……..85

VI.5.1-Vérification de comportement…….. 85

VI.5.2-Coefficient de participation massique :…….. 86

IV.5.3. Vérification des périodes :……..88

VI.5.4-Vérification des déplacements :……..89

VI.5.5-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :……..90

VI.5.6-Vérification de la stabilité au renversement :……92

VI.6.2-Moment de renversement ……..98

VI.6.3-Moment stabilisant :……99

IV. 7 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :……100

IV. 8 Détermination du joint sismique :……103

IV. 8 .1 Justification de la largeur des joints sismiques :……103

IV.8 .2 Véridiction de la largeur minimal du joint d_{min} :……104

Chapitre V : calcules des éléments résistants

V.1/Introduction ……105

V.2/Combinaison des charges……105

V.3/Ferraillage des poutres ……105

V.3.1 Introduction ……105

V.3.2 Recommandation du R.P.A99 ……106

V.3.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service ……108

V. 3.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : ……109

V. 3.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :……111

V.4 Ferraillage des poteaux :……116

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :……116

V.4.1.a. Recommandations des règlements :……116

V.4.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :……117

V.4.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :……120

V.4.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :……122

V.4.2. Détermination des armatures transversales :……123

V.4.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :……123

V.4.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:……124

V.4.2.d. Calcul des armatures transversales :……125

V.5 Ferraillage des voiles :……128

V.5.1. Recommandations des règlements :……128

V.5.2. Armatures verticales :……129

V.5.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :……129

V.5.2.b. L'espacement :……131

V.5.2.c Vérification des contraintes à l'ELS :…… ……132

V.5.3. Les armatures horizontales :……132

Chapitre VI Etude des fondations

VI .1- Introduction: ……145

VI.2.2- Fondation des ouvrages:……. ……145

VI .2- Reconnaissance du sol: ……145

VI.2.1- Nature de la couche de fondation: ……145

VI.2.3- Stabilité du site: ……145

VI.2.4- Recommandations:……145

VI.3- Fonctions assurées par les fondations:……146

VI.4- Classification des fondations :……..146

VI.5- Calcul des fondations :……146

VI.5.1- Semelles isolées ……:147

VI.5.2- Semelles filantes :……150

VI.5.2 a-Dimensionnement de semelles filantes sous poteaux et voiles:……151

VI.5.2 b Ferraillage : ……153

VI.5. 3 Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »……156

VI.5. 3.a : Dimensionnement :……156

VI.5. 3.b .Détermination des armatures longitudinales l'ELU :……158

VI.6. Les longrines :……163

VI.6.1. Introduction **:……163**

VI.6.2. Pré dimensionnement **:……163**

VI.6.4 **Ferraillage :……164**

Liste Des Figures

Figure I .1 : Vue en plan des deux blocs

Figure I.2 : façade principale du bloc A

Figure I .3 : façade principale du bloc B

Figure I. 4 : vue en plan d'étage courant

Figure I. 6 : coupe BB bloc A

Figure I. 6 : coupe BB bloc B

Figure II .1 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Figure IV. 3 : disposition des voiles (Bloc A)

Figure IV.4 : disposition des voiles (Bloc B)

Figure IV.4 : voile plein

Figure IV.5 : la régularité en plan des bâtiments

Figure IV.6 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A

Figure IV. 7: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B

Figure IV. 9 : Distribution des forces sismiques

Figure IV. 10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Figure IV. 11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Figure IV. 12: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Figure IV. 13: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Figure IV. 10 :la largeur minimal d'un joint séparant deux blocs voisin

Figure V .1: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives du niveau terrasse

Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire et rive des étages

Figure V.3 : Ferraillages des poutres secondaire intermédiaires du niveau terrasse et des étages

Figure V.4 : Ferraillages des poutres secondaires de rive du niveau terrasse

Figure V.5 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages

Figure V.6: ferraillage des poteaux (30x30) et (35x35)

Figure V.6: ferraillage des poteaux (40x40)

Figure V.7 : disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure V.8 : voile plein

Figure V.9 : Voile avec une seule ouverture

Figure V.10 : Armatures du linteau selon le RPA 99

Figure V.11 : disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure VII.1 : Semelle isolée sou poteau

Figure VII -3 : Les bulles de pression

Figure VI.4 : Semelle filante sous poteaux

Figure VI.5 : semelle filante sous poteaux

Figure VI.6 : Disposition du ferraillage de la PL1

Figure VI.7 : Disposition du ferraillage de la PL2

Figure VI.8 : Disposition du ferraillage de la PL3

Figure VI.9 : Ferraillage de longrines

Liste Des Tableaux

Tableau I.1 : dimensions du bloc A

Tableau I.2 : dimensions du bloc B

Tableau I.4 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Tableau II.1 : charge permanente des murs intérieurs

Tableau II.2 : charge permanente des murs extérieurs

Tableau II. 3: charge permanente du plancher terrasse

Tableau II. 4 : charges permanentes d'étage courant

Tableau II. 5 : sections des poutres principale et secondaire du bloc A

Tableau II. 6 : sections des poutres principale et secondaire du bloc B

Tableau II.7: Vérification de la flèche plancher courant bloc A:

Tableau II.8 : Vérification de la flèche plancher courant bloc B:

Tableau II.9 : détermination de la longueur de flambement

Tableau II.10 : détermination de la longueur de flambement

Tableau II.11 détermination des charges d'exploitations

Tableau II.12 détermination des charges d'exploitations

Tableau II.13 : vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

Tableau II.14 : vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

Tableau II.16 : vérifications de coffrage des poteaux

Tableau II.16 : vérifications de coffrage des poteaux

Tableau VI-1 : comportement des trois premiers modes du Bloc A

Tableau VI-2 : comportement des trois premiers modes du Bloc B

Tableau VI-3 : calcul du centre de masse du Bloc A

Tableau VI-4 : calcul du centre de masse du Bloc B

Tableau VI-5 : calcul du centre de torsion du Bloc A

Tableau VI-6: calcul du centre de torsion du Bloc B

Tableau VI-7 : Calcule d'excentricité théorique du Bloc A

Tableau VI-8 : Calcule d'excentricité théorique du Bloc B

Tableau VI-9: excentricités accidentelles du bloc A

Tableau VI-9: excentricités accidentelles du bloc A

Tableau VI-10: Le comportement de trois premier modes

Tableau VI-10: Coefficient de participation massique

Tableau VI-11: vérification des périodes.

Tableau VI-12 : vérification des déplacements (Bloc A)

Tableau VI-13 : vérification des déplacements (Bloc B)

Tableau VI-14 : Calcule de la force séismique (bloc A et B)

Tableau VI-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Tableau VI-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Tableau VI-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant x :

Tableau VI-18 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Tableau VI-19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Tableau VI-20 : calcul du moment de renversement (Bloc A)

Tableau VI-21 : calcul du moment de renversement (Bloc B)

Tableau VI-22 : Calcul du moment stabilisant (Bloc A)

Tableau VI-23 : Calcul du moment stabilisant (Bloc B)

Tableau VI-24 : Vérification de stabilisation

Tableau VI-25 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Tableau VI-26 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Tableau VI-27 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Tableau VI-28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Tableau VI-28 : Détermination de la largeur minimale d_{min}

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

Tableau V -4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

Tableau V-5 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

Tableau V-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

Tableau V-9 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

Tableau V-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Tableau V-11: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Tableau V-12: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

Tableau V-13 : Vérification de la flèche des poutres

Tableau V-14: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

Tableau V-15 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU

Tableau : V-16 : ferraillages longitudinaux des poteaux

Tableau 5-17 : vérification des armatures à ELS des poteaux

Tableau V-18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Tableau V-19 : les armatures transversales et leurs espacements

Tableau V-20: Ferraillage verticale de voile 1

Tableau V-21 : Ferraillage verticale de voile 2

Tableau V-23 : calcul les armatures horizontales el leurs espacements

Tableau V-24 : Ferraillage vertical des trumeaux de 1.10 m de longueur

Tableau V-25: Vérification des contraintes à l'ELS du trumeau de 1.10m de longueur

Tableau V- 26: Ferraillage horizontal des trumeaux

Tableau V.27: calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.
Tableau V.28: Calcul d'armatures longitudinales, et les armatures de peau dans les linteaux

Tableau V.29: Vérification du contrainte de cisaillement dans les linteaux.

Tableau V.30: Armature transversales, et leurs espacements dans les linteaux.

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELS

Tableau VI .2: Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU du bloc A

Tableau VII .3 : Vérification du chevauchement des semelles isolées suivant X

Tableau VI .4 : Vérification du chevauchement des semelles isolées suivant y

Tableau VI.5 pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

Tableau VII .6 : Vérification des contraintes des semelles filante à l'ELS du bloc A

Tableau VII .7 : Vérification des contraintes des semelles filante à l'ELS du bloc

Tableau VII .8 : Pré dimensionnement de semelle sous voile et poteaux :

Tableau VII .9 : Vérification des contraintes des semelles filante à l'ELS du bloc A

Tableau VII .10 : correction de la dimension de la semelle

Tableau VII .11 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELS

Tableau VII .12 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELU

Tableau VII .1 3 : Le ferraillage final des filantes sous voiles

Tableau VII .14 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Tableau VI .15 : Détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux

Tableau VI .16 : Dimensionnement et vérification de la semelle filante sous deux poteaux à L'ELS

Tableau VI .17 : Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement a L'ELS

Tableau VI .18: Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement à L'ELU

Tableau VI .19 : les efforts à l'ELU et l'ELS

Tableau VI .20 : Ferraillage la poutre de libage l'ELU

Tableau VI .21 : Vérification des contraintes la poutre de libage l'ELS

Tableau VI .22: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

Tableau VI .23 :Vérification de la flèche pour la poutre de libage

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة و هيكلة بناية من الخرسانة ألمسلحة ذات استعمال سكني تتألف من ببنايتين الأولى تتكون من خمسة طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي و الثانية تتكون من ستة طواب بالإضافة إلى الطابق الأرضي تقع هذه البنايتين في ولاية المدية و هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIb**

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة (عارضات و أعمدة + جدران خراسانية مسلحة)

قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر **(CBA93 ,RPA 99).**

الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل و استعمال برنامج**Robot2010**

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة

Résumé

Ce projet consiste à étudier un immeuble à usage d'habitation, comportant deux blocs en RDC + 6 étage et RDC + 5 étages qui sera implanté à Médéa, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte par voile et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CBA 93 et RFA 99 version 2003).

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel Robot 2010

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol.

Summary

This project consists in studying a building with habitation use, comprising two blocks in **first floor + 6 floor and first floors + 5 floors.** Which will be established in Médéa, classified according to RFA 99 version 2003 like a zone of average seismicity?

(IIb zone)

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of wind-bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant Elements were established in accordance with the Algerian payments **(CBA 93 and RPA 99).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of **Robot 2010**

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations by holding account the regulations of the report of ground.

I.1. Introduction générale :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude des deux blocs (RDC+6) et (RDC+5+) en béton armé contreventé par des voiles, à usage d'habitation.
Le calcul des éléments résistant qu'on va mener sera qu'aux niveaux de bloc angle,
L'étude sera faite des deux blocs pour déterminer l'exactitude de déplacement de deux blocs tout en tenant compte de la largeur du joint sismique exigée par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

I.2. Situation :

Le projet est implanté à MEDEA .
Médéa est une zone des hauts plateaux classés, selon les règles parasismiques algériennes (R PA 99 version 2003), comme une zone de moyenne sismicité (zone II b).
Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"

I.3. Description de l'ouvrage :

-Le bâtiment A est de forme irrégulière (bloc angle) comportant six niveaux sur rez-de-chaussée (RDC+6).

- Le bâtiment B est de forme rectangulaire (bloc barre), comportant Cinque niveaux sur rez-de-chaussée (RDC+5)

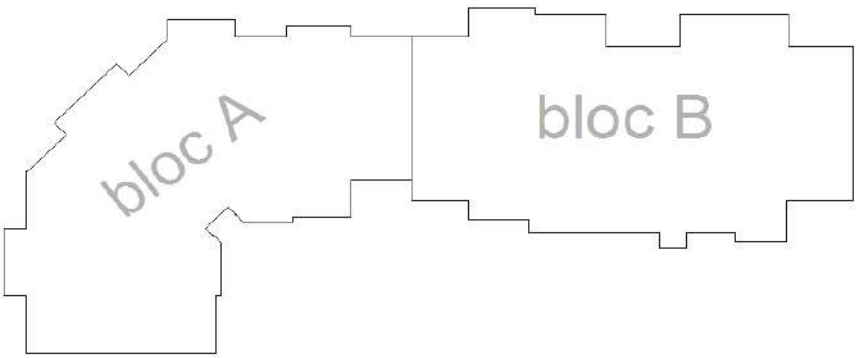


Figure I .1 : Vue en plan des deux blocs

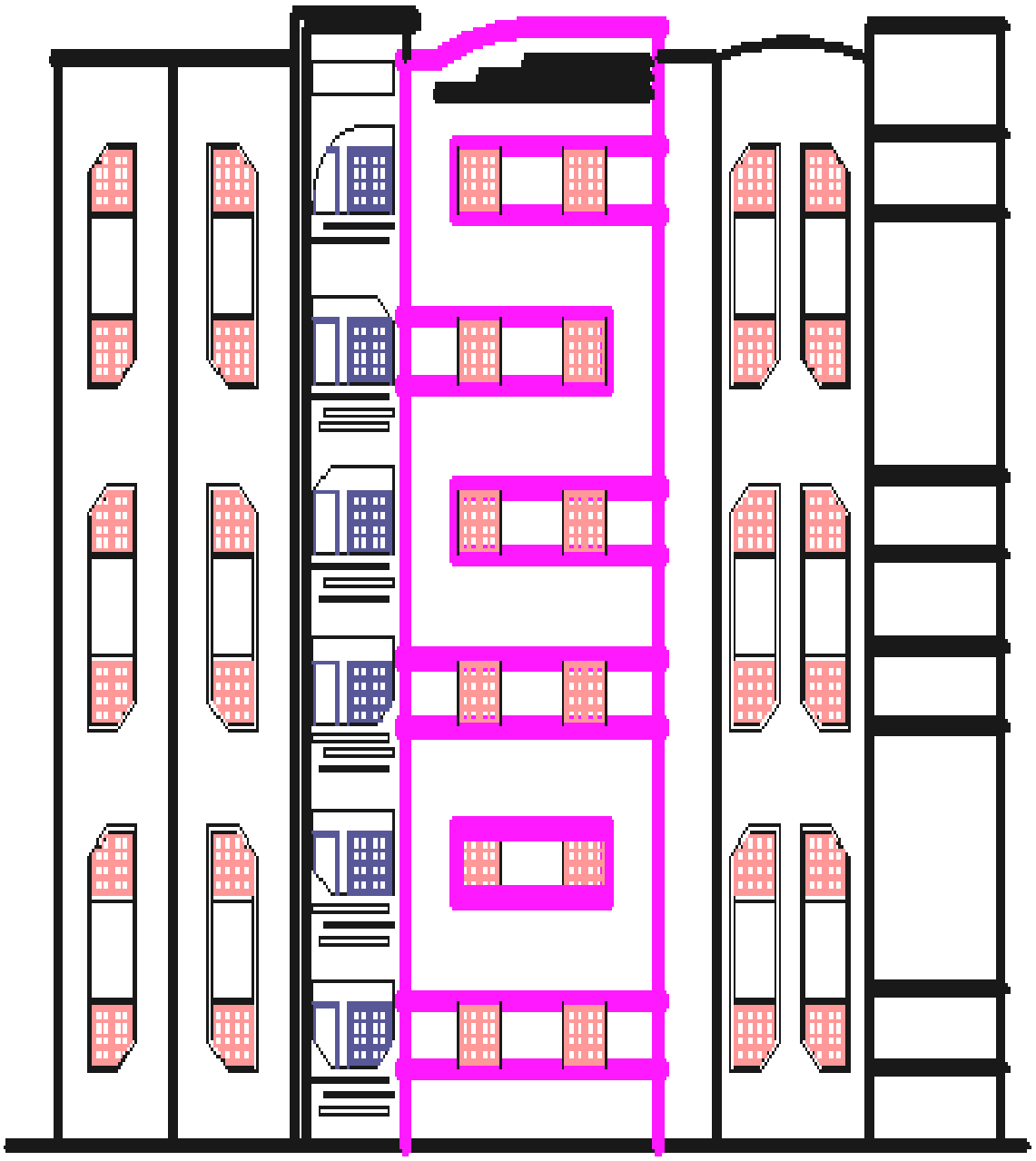


Figure I.2 : façade principale du bloc A

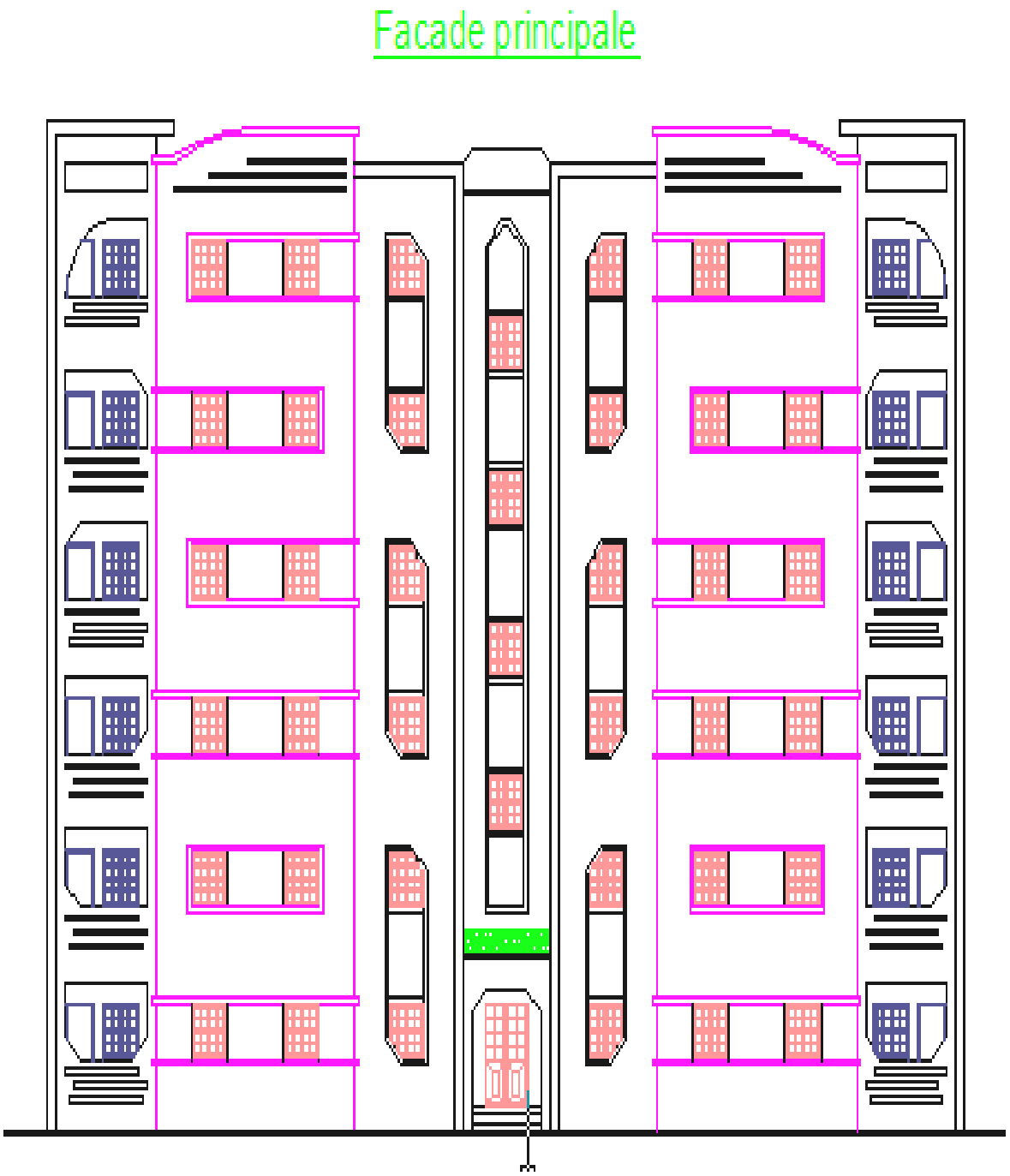


Figure I .3 : façade principale du bloc B

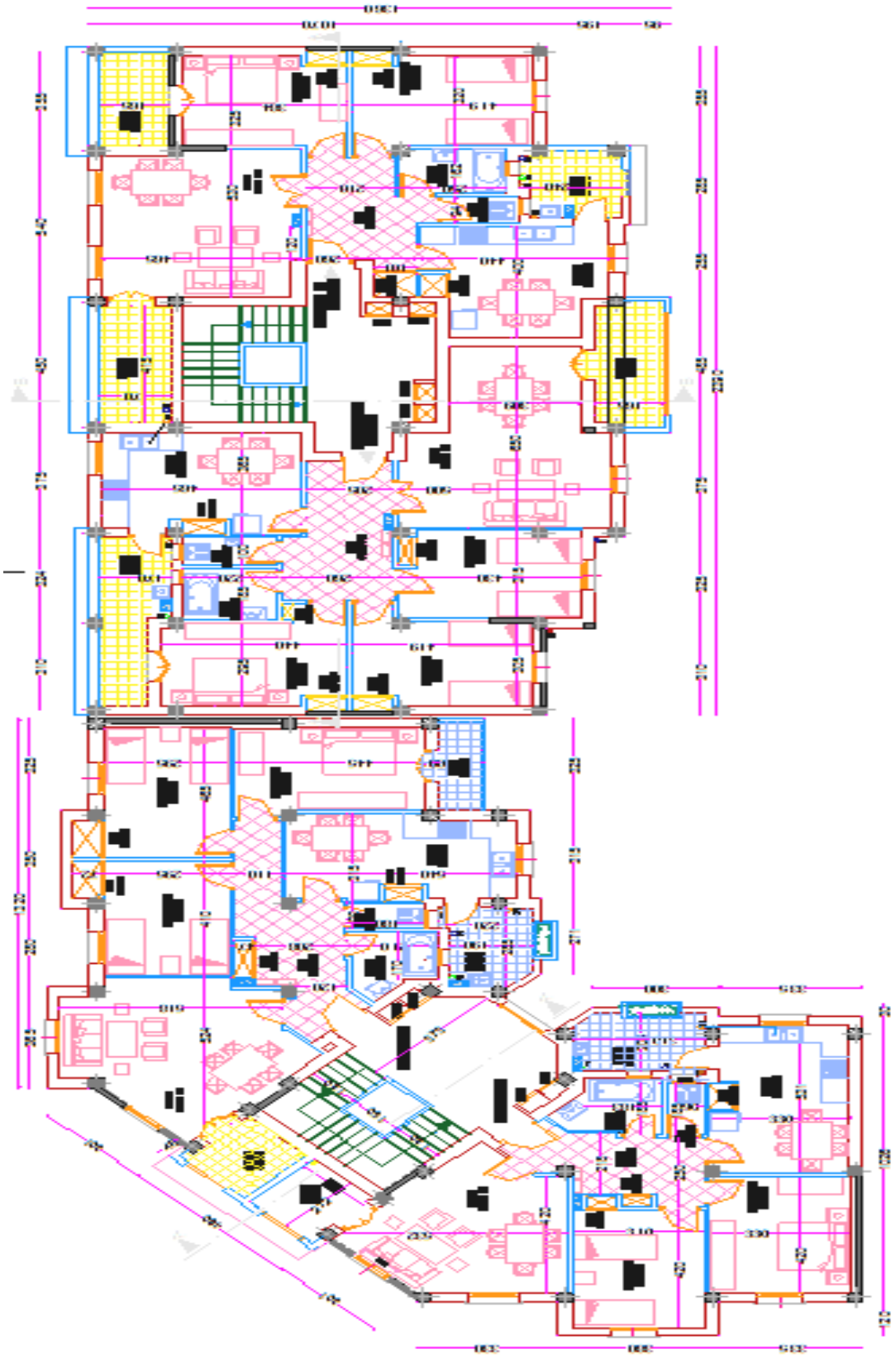
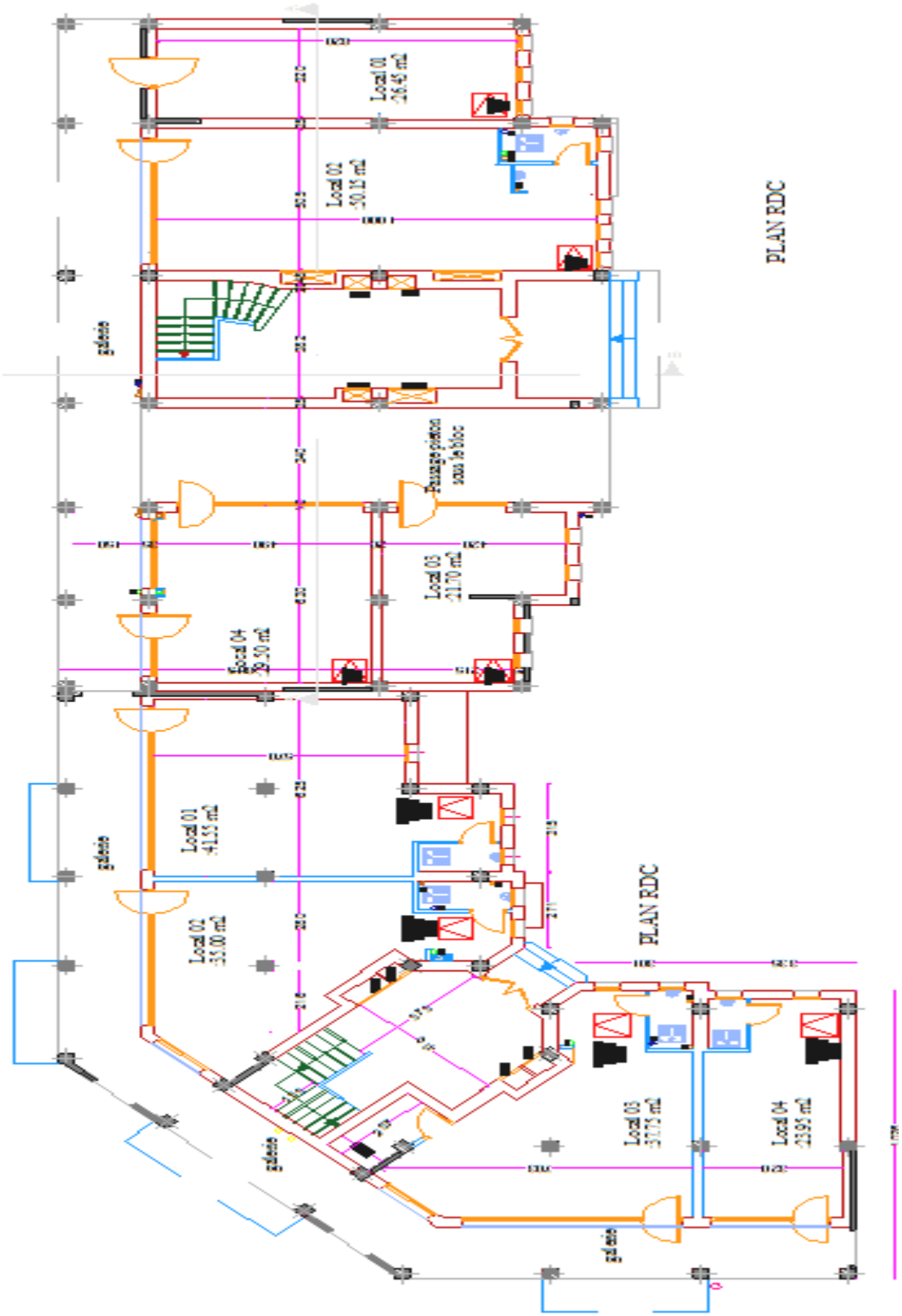


Figure I. 4 : vue en plan d'étage courant


PLAN RDC
PLAN RDC
Local 01
Local 02
Local 03
Local 04
Local 01
Local 01
Local 03
Local 04
galerie
galerie
galerie
galerie

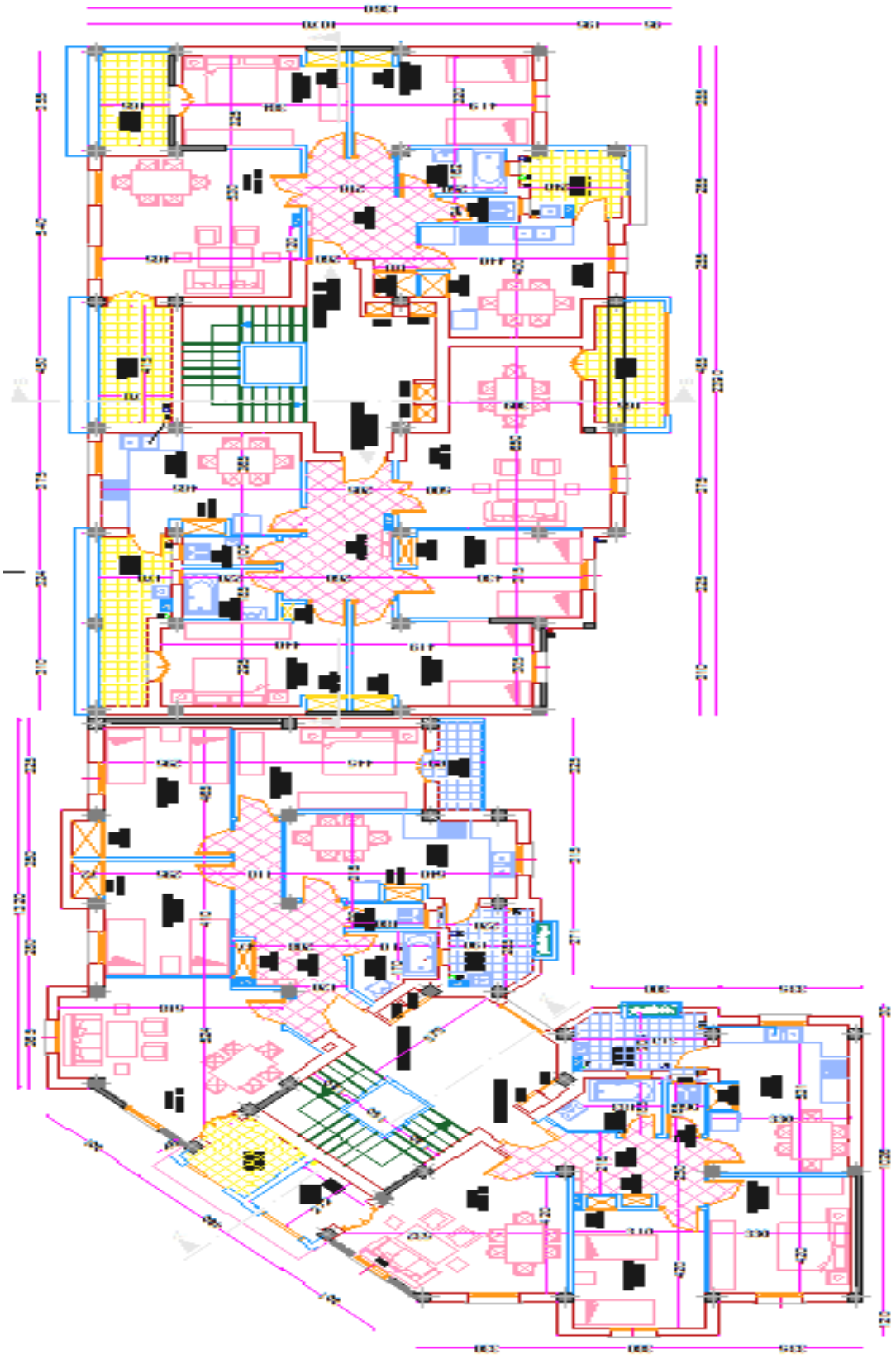


Figure I. 5: vue en plan d'étage courant

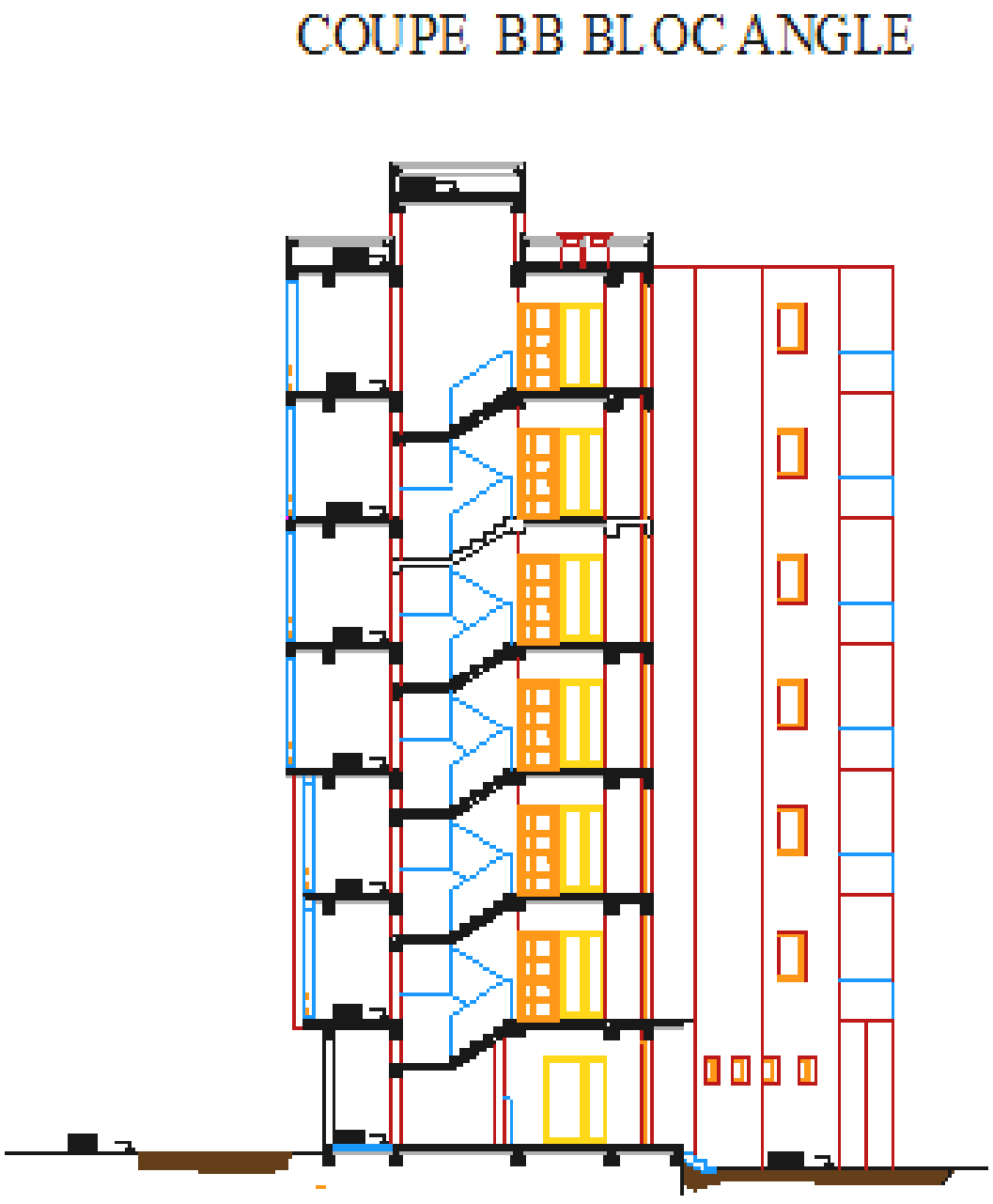


Figure I. 6 : coupe BB bloc B

COUPE BB BLOC BARRE

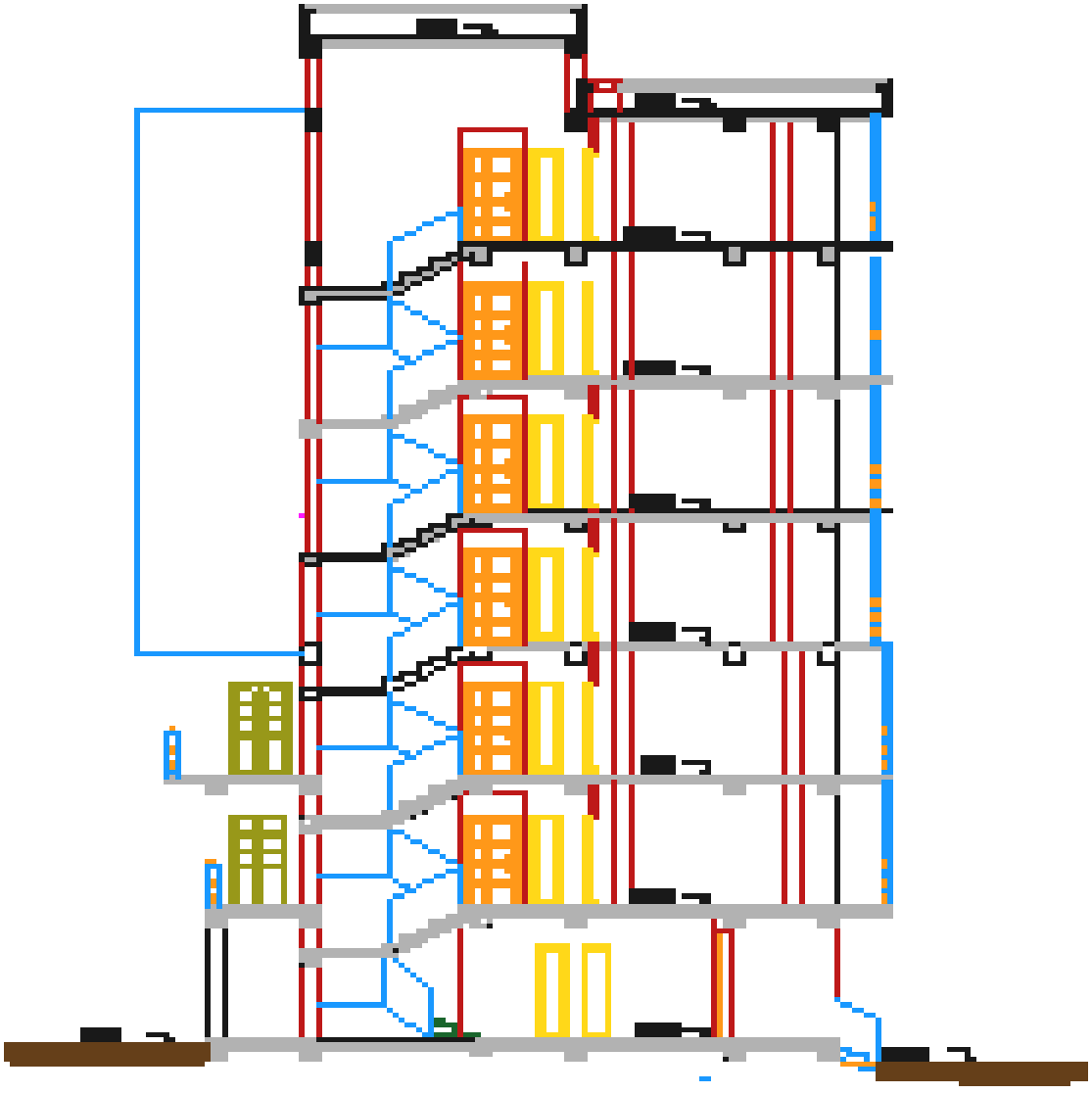


Figure I. 7 : coupe BB bloc B

I.4. Caractéristiques des bâtiments :

I.4.a. Dimensions :

Bloc A :

Tableau I.1 : dimensions du bloc A

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : **Lo=23.90 m** Largeur totale du bâtiment : **La=10.70 m**	Hauteur totale du bâtiment: **H=24.33 m** Hauteur de l'étage courant: **h =3.23m** Hauteur de RDC:…… **hr=3.23 m**

Bloc B :

Tableau I.2 : dimensions du bloc B

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur totale du bâtiment : **Lo=21.70 m** Largeur totale du bâtiment : **La=18.75 m**	Hauteur totale du bâtiment: **H=21.11m** Hauteur de l'étage courant: **h =3.23m** Hauteur de RDC:…… **hr=3.23 m**

I.4.b. L'ossature :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicitée par deux efforts :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la charge d'exploitation.
- Les efforts horizontaux dus au séisme.

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, alors le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement assuré par des voiles.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- En zone sismique IIb (comme notre cas), les portiques doivent vérifier sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.

I.4.c. Planchers :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.4.d. Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs :** sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs :** ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.e. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs et intérieures.

I.4.f. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, du septième étage et du premier étage, le bâtiment est entouré d'un acrotère sous forme de petit mur en béton armé.

I.4.g. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois volets.

I.4.h. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.5.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelé « granulats » (sable, gravier), d'un liant qui est le ciment et de l'eau.
Le ciment utilisé c'est le CPA 42.5 (ciment portland artificiel classe 42.5) pour un dosage de 350 kg/m^3, donnant une résistance f_{c28} = 25 MPa à 28 jours.
Quelques données sur le béton pour notre travail, les valeurs standards à utiliser sont :

Tableau I.3 : Caractéristique du béton

$f_{c\,28}$ (MPa)	25.0	
$f_{t\,28}$ (MPa)	2.1	
$E_{i\,28}$ (MPa)	32164.2	
$E_{v\,28}$ (MPa)	10819.0	
σ_{bc} ultime (MPa)	**situation durable**	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σ_{bc} service (MPa)	15.0	
τ_u (MPa) : situation durable	**Fissuration peu nuisible**	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

I.5.2. Les aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.
Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre(mm)	F_e (MPa)	E (MPa)
Rond lisse	**Armatures transversales**	F_eE 215	$\phi 6 et \phi 8$	215	$2,1*10^5$
Barre à haute adhérence	**Armatures longitudinales**	F_eE 400	$T \geq 10$	400	
Treillis soudé	**Table de compression**	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520	

I.6. Taux de travail du sol :

Selon le rapport du sol qui nous a été confié par le laboratoire SETAM, et sur la base des résultats des deux essais de pénétration dynamique droit du terrain destiné à recevoir les 90 logements .

- La contrainte admissible du sol est de σ_{sol}=2.00 bars.
- Une profondeur d'ancrage d'au moins 2,00 m à partir de cote du terrain naturel.
- Des fondations superficielles de types semelles filantes.

La couche de fondation est de nature marne de couleur jaunâtre à grisâtre, avec présence des blocs de roches selon le rapport géotechnique du terrain réservé au projet.

II.1 Introduction :

La phase de pré dimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plate forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- porter les charges et les surcharges du bâtiment.

- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

- participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.

- assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

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

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

- **Bloc A (barre):** L = 4 .90 m. 19.60 cm ≤ht ≤24.5 cm
- **Bloc B (angle):** L =3.00 m. 12 cm ≤ ht ≤15 cm

- **pour le bloc A** :On prend : ht = 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : ht = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **ht = (16+4) cm.**

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a : ht =16 cm

D'où on a : 20 cm > 16cm (C.V).

- **pour le bloc B :** On prend ht = 24 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+4) tels que : ht = d + e

d= 20cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **ht = (20+4) cm.**

b) Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [2]

$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$

- dalle reposant sur deux appuis :

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

Où : **ep** : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 4.85 m.

-Critère de résistance : L = 4.85 m → 9.7 cm ≤ ep ≤ 12.12 cm

Sécurité contre l'incendie :

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

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

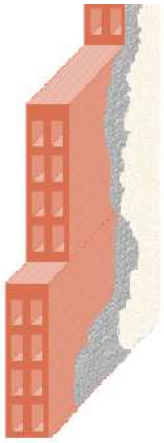
Condition d'isolation acoustique : ep 15 cm.

Conclusion : Pour la dalle pleine on adoptera : ep = 15cm

II.3 Évaluation des charges permanents et es surcharges d'exploitations :

On a les deux bloc sont du même type d'usage (usage d'habitation) donc on adopte la même évaluation du charges et surcharge pour les deux blocs .

II.4.1 Maçonnerie :



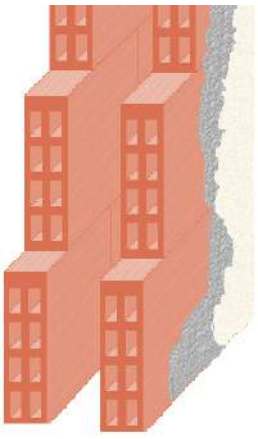
Murs intérieurs (simple) :

Tableau II.1 : charge permanente des murs intérieurs

N	Composants	Épaisseur (cm)	Poids volumiques ($KN/m^{3)}$	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18	0,36
			Total	1,62

Murs extérieurs (cloison) :

Tableau II.2 : charge permanente des murs extérieurs



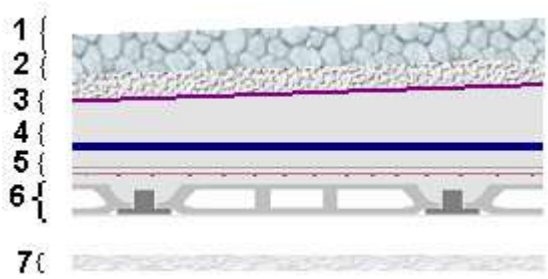
N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	0.18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
4	Lame d'aire	0,10	-	-
5	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
			Total	2,52

II.3.2 Plancher terrasse :

Charges permanentes :

Tableau II. 3: charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	0,72
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	2,2
5	Plaque de liège	0.04	0,03
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Planche corps creux	0,16+0,04	2,8
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		Total	6,19



Surcharges d'exploitation : Q = 1 KN/m^2

II.3.3 Plancher courant :

Charges permanentes :

Tableau II. 4 : charges permanentes d'étage courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,03	0,54
3	Mortier de pose	0,02	0,4
4	Planche corps creux	0,16+0,04	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	Les murs simples	0,1	1,62
		total	6,00

Charge d'exploitation : Q =1.5 KN/m^2

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux, le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

1) la hauteur h de la poutre est donnée par la relation suivante : $\mathbf{L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10}$

2) la largeur b de la poutre est donnée par la relation suivante : **0.3h≤b≤ 0.7h**

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.5.1] ◄◄

$$\begin{aligned} &h \geq 30cm \\ &b \geq 20cm \\ &\frac{h}{b} \leq 4 \\ &b_{max} \leq 1{,}5h + b_1 \end{aligned}$$

Les résultats du pré dimensionnement des deux bloc sont résumées dans les tableaux suivants :

Bloc A:

Tableau II. 5 : sections des poutres principale et secondaire du bloc A

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 4.55 m ⇒ ⇒ 30.33cm ≤ h ≤ 45 .5cm on adopte : **h = 40 cm** ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte : **b = 30 cm**	L_{max} = 3.00m ⇒ 27.66cm ≤ h ≤ 41.1cm on adopte **h = 35 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm
Condition de rigidité (h/L ≥	(h/L=0.07) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)	(h/L=0.071) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

Bloc B:

Tableau II. 6 : sections des poutres principale et secondaire du bloc B

	poutres principales	poutres secondaires
Conditions de résistance	L_{max}= 5.05 m ⇒ 33.66cm ≤ h ≤ 50cm on adopte : **h = 40 cm** ⇒ 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm on adopte : **b = 30 cm**	L_{max} = 4.90m ⇒ 32.9cm ≤ h ≤ 49cm on adopte **h = 35 cm** ⇒ 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte **b = 30 cm**
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm
Condition de rigidité (h/L ≥	(h/L=0.07) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)	(h/L=0.071) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = 40cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

Conclusion : Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, nous choisirons ces sections.

II.4 .1 Vérification de la flèche :

Le choix final des sections dépond de la vérification de la flèche.

Selon les règles C.B.A93/B-6-5-3 les flèche limites pour les dalles sont donnée par

Si L≤5m $f=\frac{l}{500}$

Si L≥5m $f=\frac{l}{1000}+0.05$

Avec : $F_{max}=\frac{pl^4}{384\times E\times I}$ pour les charges réparties

$F_{max}=\frac{pl^3}{48\times E\times I}$ pour les charges concentrée

P :est le poids total supporté par les éléments

P total=GP+G plancher+Q plancher

Tableau II.7: Vérification de la flèche plancher courant bloc A:

	éléments	Poids de charge reparties	L_{max}	I	E	F_g	f_q	f_{tot}	F	
PP	Plancher+ PP	36.42	4.55	0.0016	32164.2	1.19	1 .89	3 .08	0.555	C.V
PS	Plancher +PS	36.42	3.30	0.0010	32164.2	1.69	0.07	1.76	0.98	C.V

Tableau II.8 : Vérification de la flèche plancher courant bloc B:

	éléments	Poids de charge reparties	L_{max}	I	E	F_g	f_q	f_{tot}	F	
PP	Plancher+ PP	36.42	5.05	0.0016	32164.2	1.19	1 .79	3 .08	0.555	C.V
PS	Plancher +PS	36.42	4.90	0.0010	32164.2	1.69	0.08	1.76	0.98	C.V

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcul d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q\,(\text{charge totale})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On peut dimensionner les poteaux, en utilisent un calcul basé sur la descente des charges permanents et des exploitations à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q).

Étapes de pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de

RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carré) :

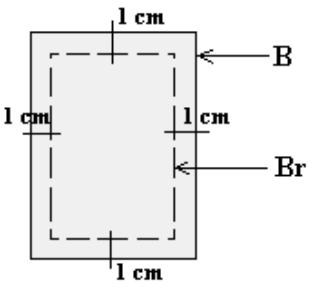
$$\begin{aligned} &\text{Min}(b_1,h_1) \geq 30\ \text{cm} && : \text{zone III} \\ &\text{Min}(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ &\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{aligned}$$

pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{\text{ultime}} \leq \alpha\left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec : A section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$;

Br section réduite du poteau en déduisant de la section réelle un centimètre s ur toute sa périphérie ;



α coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$\alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2$ pour 50 ≤ λ ≤ 70

$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $(section\ rectangulaire)$

II.5.4. Calcul de l'effort Nu : $\bar{}$

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \frac{\propto}{\beta}\left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$$

Avec :

$\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.

β=1.1 : plus de la moitie des charges est appliquée avant 90 jour.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b= 1,50 & γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).

f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$\alpha = \frac{0{,}85}{1 + 0{,}2(\frac{\lambda}{35})^2}$ Pour λ ≤ 50 et $\alpha = 0{,}6(\frac{50}{\lambda})^2$ Pour 50 ≤ λ ≤ 70

$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $(section\ rectangulaire)$

II.5.1. Calcul de la longueur de flambement L_f :

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

0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
Soit encastré dans un massif de fondation.
Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 **=3.23m**: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante pour l'en tirer :

Bloc A :

Tableau II.9 : détermination de la longueur de flambement

étages	dimension	Br (mm²)	L_f(mm)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 6eme étage	30x30	78400	2205	22.37	0.786	122	179.614
le 5eme étage	30x30	78400	2205	22.37	0.786	122	402.009
le 4eme étage	35x35	108900	2205	21.82	0.788	123	656.521
le 3eme étage	35x35	108900	2205	21.82	0.788	123	943.966
le 2eme étage	40x40	144400	2205	19.09	0.802	160	1256.405
le 1ere étage	40x40	144400	2205	19.09	0.802	160	1590.26
le RDC	40x40	144400	2205	19.09	0.802	160	1590.26

Bloc B:

Tableau II.10 : détermination de la longueur de flambement

étages	dimension	Br (mm²)	L_f(mm)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
5eme étage	35x35	108900	2261	22.37	0.788	122.5	1475.18
4eme étage	35x35	108900	2261	22.37	0.788	122.5	1475.18
3eme étage	35x35	108900	2261	22.37	0.788	122.5	1475.18
2eme étage	35x35	108900	2261	22.37	0.788	122.5	1475.18
1ere étage	40x40	144400	2261	19.58	0.802	160	1990.21
RDC	40x40	144400	2261	19.58	0.802	160	1990.21

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

Bloc A :

- Tous les étages sauf la terrasse : **S= 24 .63 m².**
- la terrasse : **S= 21 .94m².**

Bloc B :

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

- Tous les étages sauf la terrasse : **S= 14 .42 m².**
- la terrasse **S= 12 .18m².**

II.5.6. Descente des charges :

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

II.5.6.a. Charges d'exploitation :

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

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

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

Bloc A :

Tableau II.11 détermination des charges d'exploitations

	q1 (kN/m²)	q2 (kN/m²)	q3 (kN/m²)	q4 (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
6	1	1	1	1.	Q0=	14.42		14.42
5	1.5	1.5	1.5	1.5	Q1=	36.05	0.95	50.47
4	1.5	1.5	1.5	1.5	Q2=	55.51	0.90	105.98
3	1.5	1.5	1.5	1.5	Q3=	72.82	0.85	178.80
2	1.5	1.5	1.5	1.5	Q4=	87.96	0.80	266.76
1	1.5	1.5	1.5	1.5	Q5=	100.94	0.80	367.71
RDC	4	4	4	4	Q5=	116.01	0.75	479.46

Bloc B :

Tableau II.12 détermination des charges d'exploitations

	q1 (kN/m²)	q2 (kN/m²)	q3 (kN/m²)	q4 (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5	1	1	1	1	Q0=	24.63		24.63
4	1.5	1.5	1.5	1.5	Q1=	61.57	1	64.2
3	1.5	1.5	1.5	1.5	Q2=	84.46	0.95	148.66
2	1.5	1.5	1.5	1.5	Q3=	124.38	0.90	237.04
1	1.5	1.5	1.5	1.5	Q4=	172.41	0.85	445.45
RDC	4	4	4	4	Q5=	190.88	0.80	636.33

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu :

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Bloc A :

Tableau II.13 : vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

étage	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)
6	Poutre P	13.65	104.93	104.93	14.42	14.42	163.28	179.61
	Poutre S	10.89						
	Poteau							
	Plancher	80.38						
5	Poutre P	13.65	109.70	214.63	36.05	50.47	365.463	402.01
	Poutre S	10.89						
	Poteau	9 .64						
	Plancher	75 .51						
4	Poutre P	13.65	109.70	324.34	55.51	105.98	596.83	656.52
	Poutre S	10.89						
	Poteau	9.64						
	Plancher	75.51						
3	Poutre P	13.65	112.65	437	72.82	178.80	858.15	943.96
	Poutre S	10.89						
	Poteau	12.6						
	Plancher	75.51						
2	Poutre P	13.65	112.65	549.65	87.96	266.76	1142.18	1256.40
	Poutre S	10.89						
	Poteau	12.6						
	Plancher	75.51						
1	Poutre P	13.65	112.65	662.31	100.94	367.71	1445.69	1590.26
	Poutre S	10.89						
	Poteau	12.6						
	Plancher	75.51						
RDC	Poutre P	13.65	116.01	778.32	111.75	479.46	1769.93	1946.92
	Poutre S	10.89						
	Poteau	15.94						
	Plancher	75.51						

Bloc B :

Tableau II.14 : vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)
5	Poutre P	17.07	174.73	174.73	24.63	24.63	272.83	300.10
	Poutre S	12.86						
	Poteau							
	Plancher	144.80						
4	Poutre P	17.07	192.27	367	61.57	86.20	624.75	687.22
	Poutre S	12.86						
	Poteau	9.64						
	Plancher	152.70						
3	Poutre P	17.07	192.27	559.27	84.46	170.66	1011.01	1112.11
	Poutre S	12.86						
	Poteau	9.64						
	Plancher	152.70						
2	Poutre P	17.07	192.27	751.54	124.38	295.04	1457.13	1602.84
	Poutre S	12.86						
	Poteau	9.64						
	Plancher	152.70						
1	Poutre P	17.07	195.23	943.81	172.41	467.45	1975.31	2172.84
	Poutre S	12.86						
	Poteau	12.6						
	Plancher	152.70						
RDC	Poutre P	17.07	195.23	1139.04	190.88	658.33	2525.19	2777.71
	Poutre S	12.86						
	Poteau	12.6						
	Plancher	152.70						
	Poutre S	12.86						
	Poteau	16						
	Plancher	152.70						

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

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

Bloc A :

Tableau II.16 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	C.V
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.15 - 0.30)/20=14.25cm	C.V
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=0.75 ≤ 4	C.V

Bloc B:

Tableau II.16 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	C.V
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.15 - 0.30)/20=14.25cm	C.V
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=0.75 ≤ 4	C.V

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.
On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

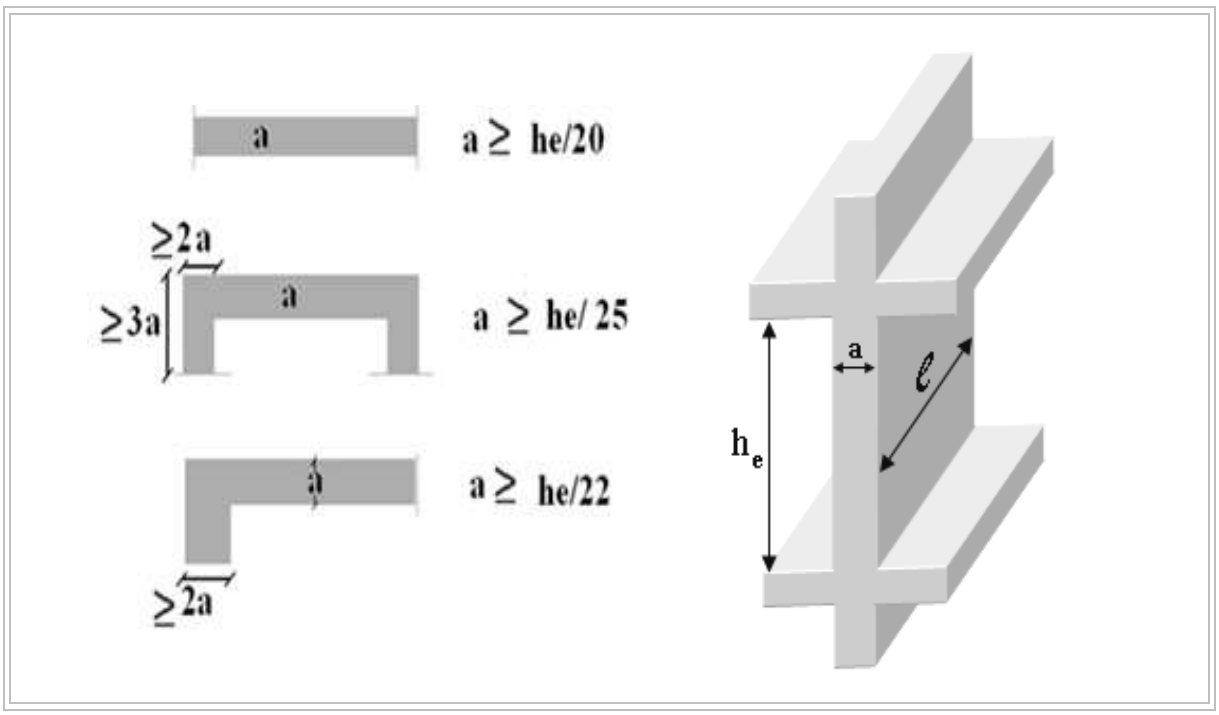


Figure II .1 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- he= 3.15-0.4=2.75 m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)
  a ≥MAX(15 cm ; 11 cm;12.5 cm;13.75 cm)
  a ≥15 cm

On adopte: **a =15 cm** pour les deux blocs

III.1 Introduction :

Les éléments secondaire sont des éléments de la structure qui ne contribuant pas à sa stabilité c'est à dire si l'un de ceux-ci est absent la structure sera toujours en équilibre, donc on cite : l'escalier, l'acrotère … etc.

III.2 l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il assure la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

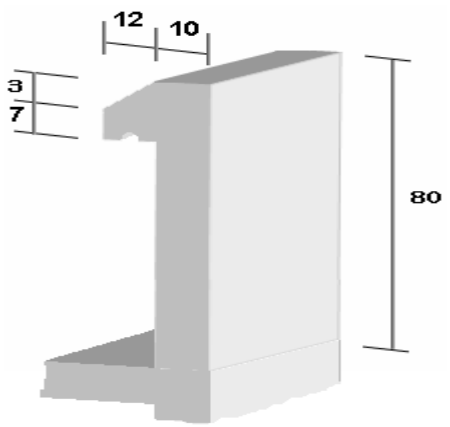


Figure III.1 : l'acrotère

III.2.1- Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 80 cm de hauteur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.2- Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III .1 : charge permanent et de l'acrotère

Charge permanente
Poids propre : $G = [(0{,}9.0{,}1) + (0{,}12 + 0{,}07).0{,}12/2].25 = 2{,}505\ KN$
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.2.3- Détermination des efforts:

Tableau III .2 : Détermination des efforts N, M et T à L'ELU et à L'ELS de l'acrotère

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35.2,505 = 5,88 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5.1.0,9 = 1,35 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N_{ser} = G = 2,505 KN
Moment d'encastrement :	M_{ser} = Q.h =1.0, 9 = 0,9 N.m
L'effort tranchant :	T_U = Q =1 KN

III.2.4- Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée.

Les dimensions ainsi que les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III .3: Les dimensions et les valeurs de résistances caractéristiques des matériaux

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	**Sollicitations**		
C_2	2,5	cm	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
Longueur de flambement			N_u	5,88	KN
Notations	**Valeurs**	**Unités**	M_u	1,35	KN.m
L_0	0,9	m	N_{ser}	2,505	KN
L_f	1,8	m	M_{ser}	0,9	KN.m

L'E.L.U :

$$GC = \frac{Nu}{Mu} = \frac{1,35}{5,88} = 0,229m \quad \rightarrow \quad GC = 22,9\ cm$$

$$GC = 22,9 > \frac{h}{2} - c' = 2,5\ cm$$

$$M1 = N_0(GC - 2.5) = 1.5KN.m$$

En vérifier que :

$$N_1(d - c') - M_1 \leq \left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right)\bar{\sigma}_b bh^2$$

$$N_1(d - c') - M_1 = -1,26KN\ m \dots\dots\dots\dots\dots (1)$$

$$\left(0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right)\bar{\sigma}_b bh^2 = 19,1KN\ m \dots\dots (2)$$

$(1) < (2)$ $\Rightarrow$ Section partiellement comprimé .

III.2.4.1-Etude en flexion simple :

On suppose que :

A' = A'$_1$ et A = A$_1$ – Nu/$\overline{\sigma_s}$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b} b d^2} = \frac{1.5\ 10^3}{14.2\ 10^6\ 1\ (0{,}075)^2} = 0{,}018 < \mu_1 = 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad A'_1 = 0\ ;\ \beta = 0{,}991$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\overline{\sigma_s}\beta d} = \frac{1{,}5\ 10^3}{348\ 10^6\ \ 0{,}991\ \ 0{,}075} = 0{,}579\ 10^{-4}\ m^2 \qquad A_1 = 0{,}579\ cm^2$$

III.2.4.2-Etude en flexion compose:

$$A' = A'_1 = 0$$
$$A = 0{,}41\ cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = 1cm^2$$
$$A_{calcule} = 0{,}579\ cm^2 < A_{min} = 1cm^2 \quad \Rightarrow \quad A = \ 1cm^2$$

Choix des barres :

A$_1$= 4HA8 = 2,01 cm^2

A$_2$= 4HA8 = 2,01 cm^2

III.2.5-Vérification des contraintes à l'état limite de service:

$$GC = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}9}{2{,}5} = 0{,}36\ m$$

$$\beta_0 = B + 15(A_1 + A_2) = 100.10 + 30.2{,}01.2 = 1060{,}3\ cm^2$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{B_0}\left(\frac{bh^2}{2} + 15A_1C_1 + 15A_2d\right)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1060{,}3}\left(\frac{100\ 10^2}{2} + 15.2{,}01.2{,}5 + 15.2{,}01.7{,}5\right) = 5cm$$

$$\gamma_2 = h - \gamma_1 = 10 - 5 = 5\ cm$$

$$I'_G = \frac{b}{3}(\gamma^3 + \gamma^3) + 15(A_1(\gamma_1 - C_1)^2 + 15A_2(\gamma_2 - C_2)^2) = 8710{,}2\ cm^4$$

$$M_{G'} = N_{ser}.CG' = 2{,}505.(0{,}36 - 0) = 0{,}902\ KN\,m$$

$\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0{,}36\ cm > \frac{I'_G}{B_0 \gamma_2} = 1{,}64\ cm$ ⇒ section partiellement comprimée

$C = GC - \frac{h}{2} = 31\ cm$

III.2.5.1-Détermination de y1 :

Pour détermine y_1 on va résoudre l'équation suivante :

$y_2{}^3 + P y_2 + q = 0$

$P = -3C^2 + \frac{90}{b}[A_1(c_1 - C) + A_2(c_2 - C)] = -3094{,}821$

$q = -2C^3 - \frac{90}{b}[A_1(c_1 - C)^2 + A_2(c_2 - C)^2] = -60966{,}287$

$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -6{,}74\ 10^8 < 0$

$\cos\varphi = \frac{3q}{2P}\sqrt{\frac{-3}{P}} \Rightarrow \varphi = 23{,}1° ; \frac{\varphi}{3} = 7{,}6°$

$A = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 64{,}23$

Trois solutions réelles :

$y_2 = A(\cos\frac{\varphi}{3}) = 63{,}65cm$ ⇒ $y_1 = y_2 + C = 94{,}65$ cm

$y_2 = A(\cos\frac{\varphi}{3} + 120) = -39{,}27cm$ ⇒ $y_1 = y_2 + C = -8{,}27$ cm

$y_2 = A(\cos\frac{\varphi}{3} + 240) = -24{,}73cm$ ⇒ $y_1 = y_2 + C = 6{,}65$ cm

On à :

$0 < y_1 \leq d \Rightarrow y_1 = 6{,}65$ cm

$K = \frac{M_{ser}}{S'_G} = 0{,}01$

III.2.5.2-Calcul des contraintes :

$\bar{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa\ , f_{t28} = 0{,}0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2{,}1MPa$

$\bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{t28}}\right] = 210MPa$ avec $= 1{,}6$ acier HA et la fissuration préjudicible

$$\sigma_b = Ky_1 = 0{,}665\ MPa < \bar{\sigma}_b = 0{,}6f_{c28} = 15\ MPa \quad CV$$

$$\sigma_{S1} = 15K(y_1 - c') = 6{,}225\ MPa < \bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{t28}}\right] = 210MPa \quad CV \ à\ L'ELS$$

$$\sigma_{S1} = 15K(d - y_1) = 1{,}275\ MPa < \bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{t28}}\right] = 210MPa \quad CV \ à\ L'ELS$$

Les sections finales sont les sections calculées à L'.E.L.U :

$A_1 \equiv 4\,T\,8 = 2{,}01\,cm^2$

$A_2 \equiv 4\,T\,8 = 2{,}01\,cm^2$

Les armatures de répartition :

$$\left.\begin{aligned} A_{rep1} &= \frac{A_1}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}50\ cm^2 \\ A_{rep2} &= \frac{A_2}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}50\ cm^2 \end{aligned}\right\} \equiv \begin{cases} A_{rep1} \equiv 4\phi 6 = 1.13\ cm^2 \\ A_{rep2} \equiv 4\phi 6 = 1.13\ cm^2 \end{cases}$$

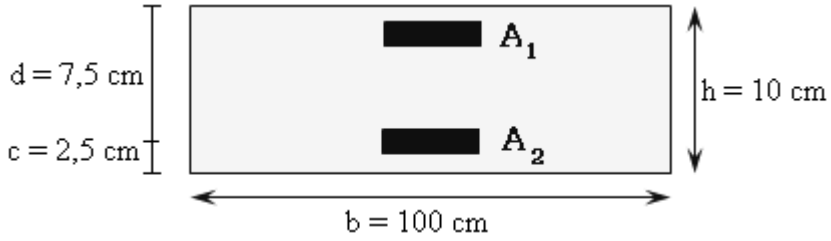


Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère

- **L'espacement :**

Pour les armatures principales : $S_t = \frac{100}{4} = 25\,cm < \overline{S_t} = Min[3.h, 33\,cm] = 30\,cm$

Pour les armatures de répartitions : $S_t = \frac{80}{4} = 20\,cm < \overline{S_t} = Min[4.h, 45\,cm] = 40\,cm$

III.2.6-Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ telles que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1{,}5.10^3}{1000.75} = 0{,}02\,\text{MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15.f_{c28}, 4\,\text{MPa}\right] = 3{,}75\,\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ *le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.*

III.2.7- Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule : $F_p = 4.A.C_p.W_p$ (Art.6.2.3)

A : coefficient d'accélération : F (groupe d'usage, zone sismique).

C_p : facteur de force horizontale.

W_p : poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0,2

C_p = 0,8

W_p = 2,505 KN

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4.0{,}2.0{,}8.2{,}505 = 1{,}603\,KN > 1{,}5.Q = 1{,}5\,KN$$

La condition de RPA n'est pas vérifiée, on choisit d'augmentes la charge d'exploitation Q

Si : $Q \geq 1{,}1\,KN \longrightarrow Q = 1{,}2\,KN$

On fait tout les calculs de l'acrotère en flexion composée à l'ELU et la vérification des contraints à l'ELS.

Résultats de calcul :

$$\boldsymbol{A1 = 4T8}\ ;$$

$$\boldsymbol{A2 = 4T8}$$

III.3. Plancher à corps creux :

III.3.1. Introduction:

Le plancher à corps creux est constitue de poutrelles préfabriquées associés à des corps creux, de dimension (20*65), avec une table de compression d'épaisseur (4cm).

III.3.1.1. *Calcul des poutrelles*:

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à des poutres

Continues, semi encastrées aux extrémités.

La section du béton est définie par:

- une section en (Té) en travées;
- une section rectangulaire aux appuis.

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sur les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65.L, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dûe à l'ouvrier.

Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Bloc A :

Tableau III .4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

Charges permanentes	G
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = 0,12 KN/ml	0,77 KN/ml
Poids du corps creux: 0,65*1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitation Q = {1 KN; 0,5 KN/m de portée} = 2.6KN	

Bloc B :

Tableau III.5: Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

Charges permanentes	G
Poids de poutrelle : 0,12*0,04*25 = 0,12 KN/ml	0,77 KN/ml
Poids du corps creux: 0,65*1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitation Q = {1 KN; 0,5 KN/m de portée} = 1.5KN	

Calcul des moments:

Bloc A :

Tableau III. 6: Moments statiques des poutrelles

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2.6KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 3.38KN.m$
$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 8.58\ KN.m$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{8.58\times10^3}{14.16\times120\times20^2}$ $\mu = 0.012 \ll \mu_{max} = 0.392$

Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaire alors on ne va pas prévoir des étais intermédiaire.

Bloc B :

Tableau III.7: Moments statiques des poutrelles

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.04KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.23KN.m$
$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 2.84KN.m$

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{2.84\times10^3}{14.16\times O.12\times20^2}$ $\mu = 4.17 > \mu_{max} = 0.392$

Conclusion : Les armatures comprimées A' ne sont nécessaires on ne va pas prévoir des étais intermédiaire

Bloc A :

Tableau III.8: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,19*0,65 = 4,02	1*0,65 = 0,65	4.16	3.03
Plancher courant	6,00*0,65 = 3.9	2,5*0,65=1,61	5.00	3.58

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte un seul type de poutrelles :

- poutrelle à trois travées (3)

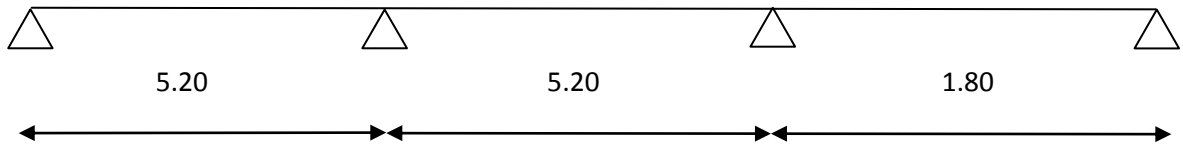


Figure III.3 : Schéma statique de poutrelles à trois travées

Méthode de calcul:

On utilise la méthode forfaitaire Si les conditions suivantes sont vérifiées.

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm

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

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Si les conditions ne sont pas satisfaites ; on utilisera la méthode de Caquot.

Exposé de la méthode forfaitaire:

On désigne chaque travée par :

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

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

$$\frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{2}$$

Avec :

T_ω: effort tranchant à gauche de la travée.

T_e: effort tranchant à droite de la travée.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

Q=0,65<2*G=2*4,02=8,04 (cv) ;

0,8< (l_1/l_2)=1 <1,25 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=1 <1,25 (c v) ;

0,8< (l_3/l_4)=1<1,25 (cv) ;

La fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.9: les moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'état limite ultime

travées	Pu	L	M0	α	Mt	Mw	M e	Tw	Te
1	5.00	1.8	2.02	0.29	1.30	0.00	1.01	3.49	-5.01
2	5.00	5.20	16.90	0.29	9.18	8.45	8.45	13	-13
3	5.00	5.20	16.90	0.29	10.87	6.76	0.00	16.38	-9.62

a. Calcul des armatures longitudinales:

- **En travées**: M_t=10.87KN.m

Position de l'axe neutre: $M_0 = \overline{\sigma}_b .h_0.b. (d-\frac{h_0}{2})$ =75,68KN.m

M_0=75,68KN.m > M_t=10.87KN.m

L'axe neutre passe par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire

(b*h) = (65*25) cm^2

M_{tu} = 10.87 KNm ; A_t = 0.18 cm^2 → on adopt : **A_t = 3T10.**

Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{25.65}{1000}$ = 1,62 cm^2 < A_{tt} = 2,35 cm^2 (cv)

- **aux appuis**: Ma = 8.45KN.m → le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b*h) = (12*25) cm^2.

  M_a = 8.45KN.m; A_a = 0,150 cm2 → on adopte: A_a = 1T12

Condition de non fragilité:

A = 2,35 cm^2 > $A_{min} = \frac{12*25}{1000}$ = 0,30cm^2 (cv)

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau III.10 : les moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'état limite de service.

travées	Pu	L	M0	α	Mt	Mw	M e	Tw	Te
1	3. 58	1.8	1.44	0.29	0.92	00	0.72	2.86	-3.58
2	3. 58	5.20	12.10	0.29	6.57	4.84	4.84	9.30	-9.3O
3	3. 58	5.20	12.10	0.29	7.78	6.05	00	12.32	-6.27

M^t_{ser} = 7.78KN.m; M^a_{ser} = 6.05KN.m

- **En travées**:

$S_x = bh_0^2/2 + 15A'(h_0 - C') - 15A(d-h_0)$ = -132.125 < 0

donc l'axe neutre est dans la nervure.

σ_b = 1,73MPa ≤ $\overline{\sigma}_b$ =15MPa (cv)

- **aux appuis**:

$S_x = bh_2/2 + 15A'(h_0 - C') - 15A(d-h_0)$

= 206.42>0 Donc l'axe neutre est dans la table de compression

σ_b = 2.330MPa ≤ $\overline{\sigma}_b$ =15MPa (cv)

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Bloc B :

Tableau III.11: Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,19*0,65 = 4,02	1*0,65 = 0,65	4.16	3.03
Plancher courant	6,00*0,65 = 3.9	1,5*0,65=0.97	6.72	4.87

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Notre structure comporte quatre types de poutrelles :

- poutrelle à quatre travées (4) :

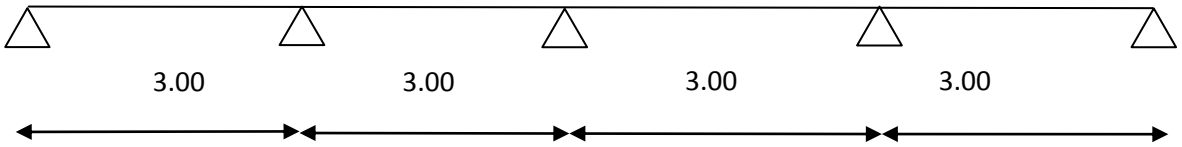


Figure III.4 : poutrelle à quatre travées

-poutrelle à trois travées (3) :

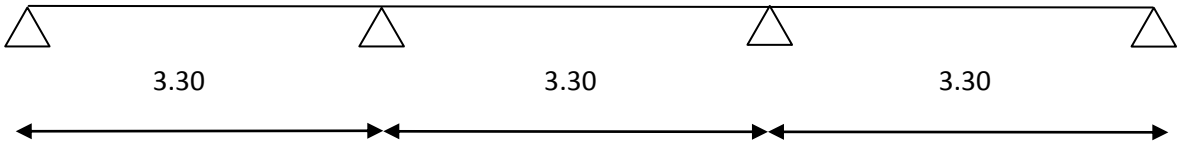


Figure III.5 : poutrelle à cinque travées

Poutrelle à deux travées (2) :

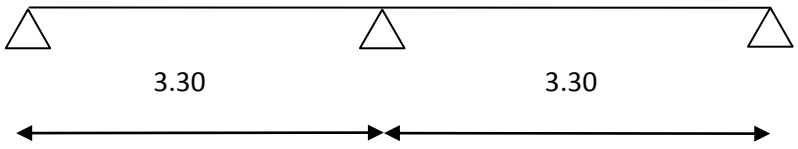


Figure III.6 : Poutrelle à deux travées

Méthode de calcul:

On utilise la méthode forfaitaire Si les conditions suivantes sont vérifiées.

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm

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

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Si les conditions ne sont pas satisfaites ; on utilisera la méthode de Caquot.

Exposé de la méthode forfaitaire:

On désigne chaque travée par :

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

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

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

$$\frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{2}$$

Avec :

T_ω: effort tranchant à gauche de la travée.

T_e: effort tranchant à droite de la travée.

Application de la méthode :

- ✓ **Poutre a type 1 :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

Q=1,5<2*G=2*4,02=8,04 (cv) ;

0,8< (l_1/l_2)=1 <1,25 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=1 <1,25 (c v) ;

0,8< (l_3/l_4)=1<1,25 (cv) ;

La fissuration est peu nuisible.

Conclusion : Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.12: les moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'état limite ultime

travées	Pu	L	M0	α	Mt	Mw	M e
2	6.72	3.30	9.14	0.19	5.74	0.00	4.57
3	6.72	3.30	9.14	0.19	4.83	4.57	3.65
4	6.72	3.30	9.14	0.19	4.83	3.65	4.57
5	6.72	3.30	9.14	0.19	5.74	4.57	0.00

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

✓ **Poutre a type 2 :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

Q=1,5<2*G=2*4,02=8,04 (cv) ;

0,8< (l_1/l_2)=1 <1,25 (cv) ;

0,8< (l_2/l_3)=1 <1,25 (c v) ;

La fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable .

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.13: les moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'état limite ultime

travées	Pu	L	M0	α	Mt	Mw	M e
1	6.72	3.30	9.14	0.19	5.74	0.00	4.57
2	6.72	3.30	9.14	0.19	4.83	4.57	4.57
3	6.72	3.30	9.14	0.19	5.74	4.57	0.00

✓ **Poutre a type 3 :**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

Q=1,5<2*G=2*4,02=8,04 (cv) ;

0,8< (l_1/l_2)=1 <1,25 (cv) ;

La fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, donc cette méthode est applicable.

Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.14 : les moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'état limite ultime

travées	Pu	L	M0	α	Mt	Mw	M e
1	6.72	3.30	9.14	0.19	5.74	0.00	5.48
2	6.72	3.30	9.14	0.19	5.74	5.48	0.00

Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau III.15 : les moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'état limite service.

travées	Pser	L	M0	α	Mt	Mw	M e
1	4.87	3.30	6. 62	0.29	3.06	0.00	3.97
2	4.87	3.30	6. 62	0.29	3.06	3.97	0.00

a. Calcul des armatures longitudinales:

- **En travées**: M_t=5.74KN.m

Position de l'axe neutre: $M_0= \overline{\sigma}_b .h_0.b. (d-\frac{h_0}{2}) =75,68KN.m$

M_0=75,68KN.m > M_t=5.74KN.m

L'axe neutre passé par la table de compression; donc le calcul d'armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b*h) = (65*25) cm^2

M_{tu} = 5.74 KNm ; A_t = 0.18 cm^2 → on adopte : A_t = 3T10.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{25.65}{1000} = 1,62\ cm^2 < A_t = 2,35\ cm^2 \quad (cv)$$

aux appuis: Ma = 8.45KN.m → le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferraillage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b*h) = (12*25) cm^2.

M_{au} = 8.45KN.m; A_a = 0,150 cm2 → on adopte: A_a = 1T12

Condition de non fragilité:

$$A = 1,13cm^2 > A_{min} = \frac{12*25}{1000} = 0,30cm^2 \quad (cv)$$

Détermination des efforts tranchants à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.16 : donne les efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime.

Travées	T_0 (KN)	T_w (KN)	T_e (KN)
1	2.77	3.49	-5.01
2	2.77	13	-13
3	2.77	16.38	-9.62

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right]$ → $\phi \leq$ [7, 14; 12 ;10]

On adopte: ϕ_t = 6mm.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0,28cm² ; $n_t = 2.A_t = a_t.n_t$ = 0,56cm²

Espacement:

$$S_t \leq min[0.9\,d\,,40\,cm] = 22{,}50cm$$

Selon le R.P.A 99

$$A_{t\,min} \leq 0.003 S_t.b_$$

$$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 3.33\,cm$$ donc on adopte: S_t = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes:

* $$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.56\times10^2}{120\times150} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0{,}54 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0{,}0016$$ (c.v)

* $A_t \geq A_{t\,min} = \dfrac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \times 12 \times 15/400 = 0.18 cm^2$$

$A_t = 0{,}56cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18cm^2$ (c.v)

- ***Vérifications:***

a) *vérification de l'effort tranchant:*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{14{,}5 \times 10^3}{120 \times 225} = 0{,}54\,MPa$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0{,}54\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad \text{(cv)}$$

b) *vérification au voisinage de l'appui:*

Appui de rive: $M_u = 5{,}07KN.m > 0{,}9V_u d = 2{,}93KN.m$

Aucun prolongement à faire

c) *vérification de la compression dans la bielle de béton:*

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[65 - 2 - 2; 0.9 \times 22{,}5\right] = 20{,}25\,cm$$

$$\Rightarrow V_u = 14{,}50KN \leq 0.4 \times \left(\frac{25}{1.5}\right) \times 120 \times 202{,}5 = 162\,KN \quad \text{(cv)}$$

d) vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times 14{,}5\times 10^3}{120\times 202{,}5} = 1{,}193\,\text{MPa} < 1.3\times\frac{25}{1.5} = 21.667\,\text{MPa} \quad \text{(cv)}$$

$$A = 1{,}13\,\text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times 14{,}5\times 10^3}{400} = 0.41\text{cm}^2 \quad \text{(cv)}$$

e) vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

$$\frac{h}{L} = \frac{0.25}{3} = 00833 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(cv).}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0833 \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} = 0.0591 \quad \text{(cv).}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.0087 \leq \frac{2.35}{f_e} = 0.0058 \quad \text{(cnv).}$$

On doit passer au calcul des flèches;

M_{ser} = 5,5KN.m ; A= 2,35cm^2

$$I_0 = \frac{bh_0^3}{12} + b\cdot h_0\left(y-\frac{h_0}{2}\right)^2 + b_0\left(\frac{h-h_0}{1.2}\right)^3 + b(h-h_0)\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0-y\right)^2 + 15A(d-y)^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0\cdot d}\ ;$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta\cdot d\cdot A}\ ;$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05\cdot f_{c28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho}$$ (Déformation instantanée);

λ_v =2/5 λ_i (Déformation de longue durée).

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$$

Module de déformation longitudinal instantanée $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée $E_v = E_i/3$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = 6\,mm$$

Tableau. III.17 : Valeur de la flèche

A (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	Y (cm)	I_0 (cm^4)
2,35	5,5	0,0087	249,22	0,659	4,44	215847,2836
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
6235,85	15001,23	2,468	3,077	0,609	6	cv

III.4. les escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

La volée : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
Le palier : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

La paillasse : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
Le jour : C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.

La marche : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
La contre marche : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
L'emmarchement : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
Le collet : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
La foulée : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

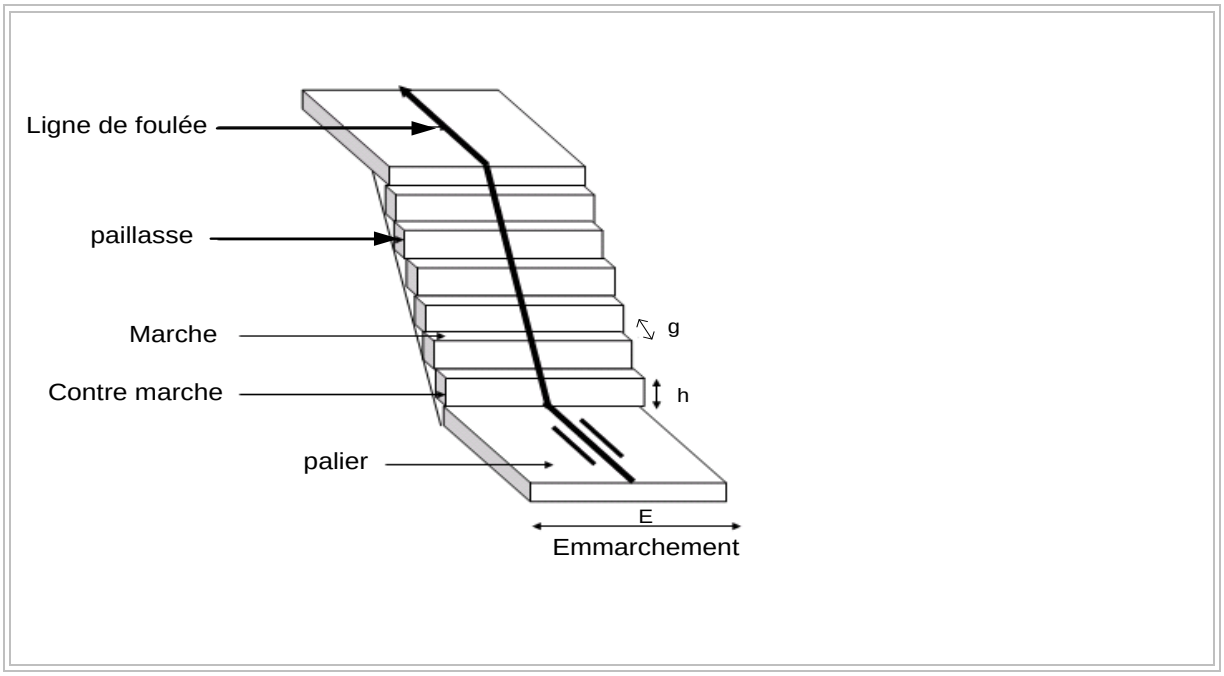


Figure III.7 : Représentation d'un escalier

h : Hauteur de la marche.
g : Largeur de la marche.
L : Longueur horizontale de la paillasse.
H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Choix des dimensions d'escalier :

Pour les deux blocs (bloc A) et (bloc B) on a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Avec les mêmes dimensions donc on va étudier l'escalier du bloc A.
Ce type d'escalier et comme suit:

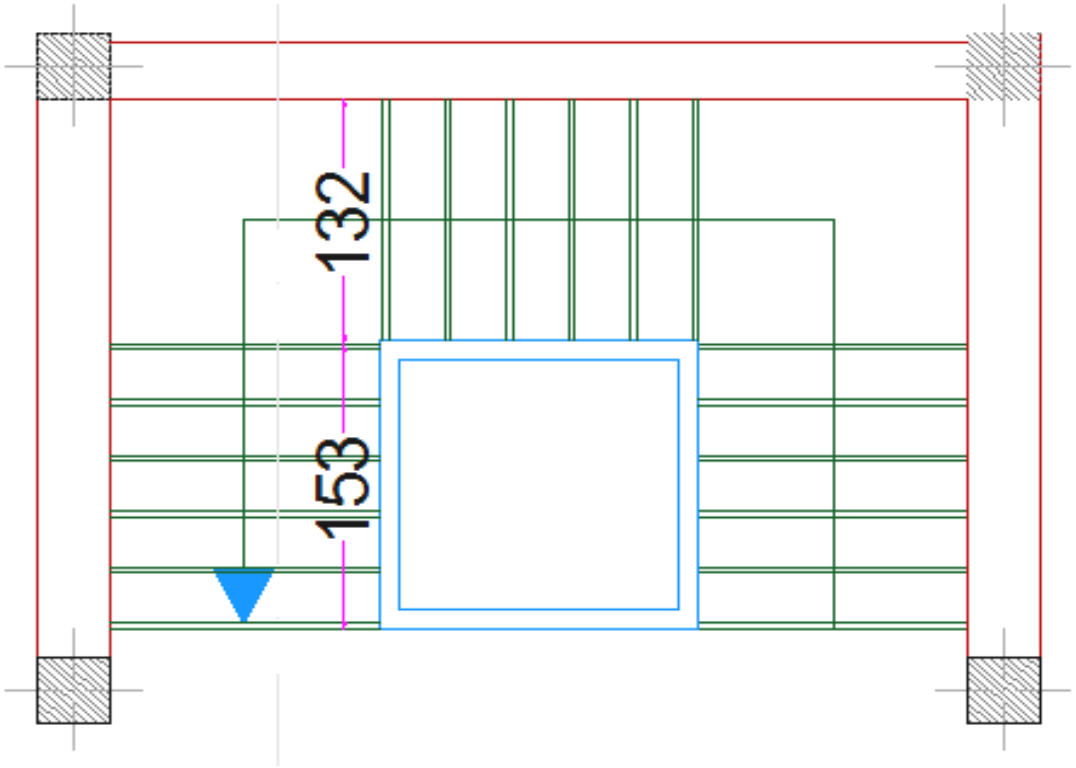


Figure III.8 : Vue en plan d'escalier à trois volée

Pour qu'un escalier puisse être l'objet d'un escalier monté sans difficulté, on doit respecter la condition de la formule de **RENDELET** qui permet de déterminer les valeurs de **h** et **g** en fonction de celle de module **m** correspondant à la longueur du pas :

- Détermination du nombre de contre marches :

Nous avons g=30 cm valeur standard (plan d'architecture)
En utilisant la formule de Blondel : $2h + g = 64 \Rightarrow 2h + 30 = 64 \Rightarrow h = 17cm$

Donc on prend $h = 17cm$

- Pour déterminer le nombre de marches on applique la formule suivante :

$$N_c = \frac{H}{h}$$

Sachant que :H : la hauteur d'étage (elle est différente d'un étage a un autre) ;

H (sous sol)= 4 .00 m $\Rightarrow N_c = \frac{400}{17} = 24\ contre\ marches$

H (RDC+ étage courant)= 3.15m $N_c = \frac{315}{17} = 18\ contre\ marches$

On adopte 6 contre marches pour chaque volet (RDC+étage courant)

On adopte 8 contre marches pour chaque volet

- Pour déterminer le nombre de marches on applique la formule suivante :

$$n = N - 1$$

Tels que :

n : Le nombre de marche

N : nombre de contre marches

$n_1 = N - 1 = 6 - 1 = 5$ marches

$n_1 = N - 1 = 8 - 1 = 7$marches

Vérification de la formule de BLONDEL :

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (Condition vérifie)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

$$L_0 = \sqrt{1.19^2 + 1.30^2} = 1.76m$$

tg α = H / L = 157/217= 0.72

donc : α =35.88°

l =1.30+1.30+1.76 =4.36 m

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

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow 12.45 \leq e \leq 14.53$ On adopte: e = 15cm

III.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.4.4.A. Charges permanentes :

Tableau. III.18 : G du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**6.24**

Tableau III.19: G de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	5.55
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			TOTAL	**9.41**

III.4.4.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.4.5. combinaison des charges :

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

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

Tableau III.20: Combinaison des charges de

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	9.41	2.5	16.45	11.91

Pour des raisons d'économie on va étudier seulement le 1ier et le 2ème volée car le 1ier et le 3ème volée sont les mêmes.
Après on prend le moment maximum entre 1ier et le 2ème volée pour ferrailler.

III.4.5.1 étude du volée 1 :

Détermination des efforts :

Les réactions :

III.4.5.A. A l'E.L.U :

$$R_A = 26.77\ KN \qquad R_B = 17.99\ KN$$

III.4.5.B. A l'E.L.S :

b- A l'E.L.S

Les réactions d'appuis:

$$R_A = 18.17\ KN \qquad R_B = 14.15 KN$$

Moment fléchissant:

Pour 0 ≤ x ≤ 1.76 m: $M(x) = 26.77x - 16.45\frac{x^2}{2}$

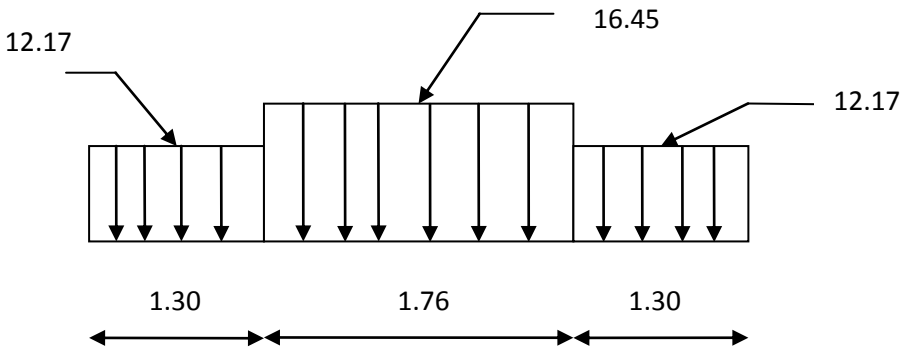
Pour 1.76≤ x ≤ 3.06 m: $M(x) = 26.77x - 16.45\frac{x^2}{2}$

Le moment max se trouve dans l'intervalle: 0 ≤ x ≤ 3m. D'où: $M_{max} = M(x = 2.35) = 30.02\ KNm$

$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 19.44 - 10.48x = 0 \Rightarrow x = 1.85m \qquad M_{max} = M(x = 3.06)$

$$M_{max} = 22.50\ KN.m$$

III.4.5. étude du volée 2 :



Détermination des efforts :

Les réactions :

III.4.5.A. A l'E.L.U :

$$R_A = 25.76\ KN \qquad R_B = 19.01\ KN$$

III.4.5.B. A l'E.L.S :

b- A l'E.L.S:

Les réactions d'appuis:

$$R_A = 18.63KN \qquad R_B = 13.69KN$$

Moment fléchissant:

Pour 0 ≤ x ≤ 1.76 m: $M(x) = 26.77x - 16.45\frac{x^2}{2}$

Pour 1.76≤ x ≤ 3.06 m: $M(x) = 26.77x - 16.45\frac{x^2}{2}$

Le moment max se trouve dans l'intervalle: 0 ≤ x ≤ 3m. D'où: $M_{max} = M(x = 2.35) = 30.02\ KNm$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 19.44 - 10.48x = 0 \Rightarrow x = 1.85m \qquad M_{max} = M(x = 3.06)$$

$$M_{max} = 22.50\ KN.m$$

III.4.6. Ferraillage des escaliers :

Tableau III.21: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 18 cm	d=16 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.22: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	22.35	0.061	0.968	4.14	0	4HA12= 4.52
En appuis	44.71	0.122	0.935	8.58	0	6HA14= 9.23

Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées: $A = 4.52\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 9.23\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.80\,cm^2$ (c.v)

III.4.6.B. Les armatures de répartition :

Tableau III.23 : les armatures de répartitions

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	3 HA 8 = 1.50 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30$	3 HA 10 = 2.35 cm²

III.4.6.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III.24 : les armatures longitudinales et de répartition

	les armatures longitudinales	**les armatures de répartitions**
En travée	St=20cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

III.4.6.D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{46.66 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.291\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.291\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \quad \text{(c.v)}$$

III.4.6.E. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\,\text{MPa}$$

Tableau III.25: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	4.52	9.23
M_{ser} (kN.m)	16.18	32.37
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.02$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.41$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 11896.17$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 20804.91$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.46$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 8.41$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

III.4.6.F. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{18}{575} = 0.031 \geq \frac{22.35}{20 \times 22.35} = 0.05 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4{,}52}{100 \times 16} = 0.0028 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05. f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$\mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

Détermination de l'axe neutre:

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\frac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 9.25\,\mathrm{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 51801.63cm^4$$

Tableau III.26: Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
4.52	22.35	0.0028	244.4	0.24	9.25	51801.63
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	ΔF < F_{adm}
20350.64	33128.94	8.173	15.06	6.887	12	Oui

III.5 La poutre palière encastrée au deux extrémités :

La poutre palière de l'escalier est encastrée au deux extrémités comme indique sur le schéma ci-dessous avec sa longueur :

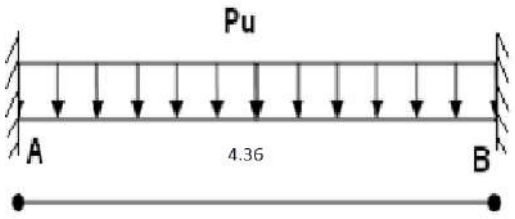


Figure III.8 : Schéma simplifié de la poutre palière(a)

III.5.1 : Pré dimensionnement :

L = 4.36m $\quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29.06 \leq h \leq 43.60$

$0.3h \leq b \leq 0.7$

On adopte (b x h) = (30 x 35)cm^2

Vérification des prescriptions du RPA 99:

- ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (c.v)
- ✓ h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- ✓ h / b = 1.16 cm < 4 cm. (c.v)

III.5.2 : Charges et surcharges

Les réactions d'appuis de l'escalier au niveau de la poutre palière:

E.L.U: $R = 30.75 KN/ml$

E.L.S : $R = 22 KN/ml$

Les charges revenantes à la poutre palière :

Poids propre de la poutre: 2.625 KN/ml.

Poids du ½ volet : 18.8 KN/ml

Poids du double cloison : 6 KN/ml

→ G = 27.42 KN/ml

Donc : P_u = 1.35x27.42 + 30.75 = 67.76 KN/ml

P_{asser} = 27.42 + 22 = 49.62 KN/ml.

III.5.3 : Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

A l'E.L.U:

$$R_A = R_B = \frac{67.76 \times 3.68}{2} = 124.67 \text{ KN}$$

$$M_t = \frac{67.76 \times (3.68)^2}{24} = 38.23 \text{ KNm}$$

$$M_a = \frac{67.76 \times (3.68)^2}{12} = 76.46 \text{ KNm}$$

A l'E.L.S:

$$R_A = R_B = \frac{49.62 \times 3.68}{2} = 91.30 \text{KN}$$

; $M_a = \frac{49.62 \times (3.68)^2}{12} = 56 \text{ KNm}$

$$M_t = \frac{49.62 \times (3.68)^2}{24} = 28\,KNm$$



Figure III.9: Diagramme des moments de la poutre palière(a)

III.5.4 : Calcul du ferraillage :

A- Armatures longitudinales:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 30cm ; h = 35 cm ; d = 33 cm ; e =2 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau III.27: Calcul du ferraillage de la poutre palière

	M_u KNm	μ	α	β	A (cm²)	A' (cm²)
En travée	38.23	0.082	0.1071	0.957	3.47	0
En appuis	76.46	0.164	0.2253	0.910	7.31	0

- **Condition de non fragilité: [1]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée}; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 3 T 14 = 4.62 cm²

en appuis A = 5 T 14 = 7.69 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: [1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{124.67 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.259\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa; 5MPa\right] = 3.33\,MPa \text{..... (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.259\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \text{.....(c.v).}$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2; 0.9d\right] = Min\left[26\,cm; 29.7\,cm\right] = 26\,cm$$

$$V_u = 124.67\,KN \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 260 = 520\,KN \quad \text{.....(c.v)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: [1]**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 124.67 \times 10^3}{300 \times 260} = 3.196 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \text{ .....(c.v)}$$

$$A = 4.62\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 124.67 \times 10^3}{400} = 3.58\,cm^2 \text{ .....(c.v)}$$

B - Armatures transversales:

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1\,cm;\ \varphi_l = 14\,mm; \frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 1\,cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: A_t = 2 T 8 = 1 cm².

- **Vérification du R.P.A 99:**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S}_t = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a A_t = 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.45\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$1\text{-}\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)} \qquad \textbf{[1]}$$

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \frac{1.15(1.259 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.002$ ...(c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \ge \frac{1.15(1.259 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.002$ ...(c.v)

2- $A_t \geq A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 50}{400} = 0.15 cm^2$ ...(c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$ ....(c.v)

- **Vérification à l'E.L.S:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

Tableau III.28 : Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S poutre palière.

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KNm)	$\overline{\sigma}_b$	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	4.62	10.25	46635.98	28	15	0.06	c.v
En appuis	7.69	12.54	68006.19	56	15	0.08	c.v

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

- **Vérification de la flèche: [1]**

Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.35}{4.36} = 0.080 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.080 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.067$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ (c.v

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

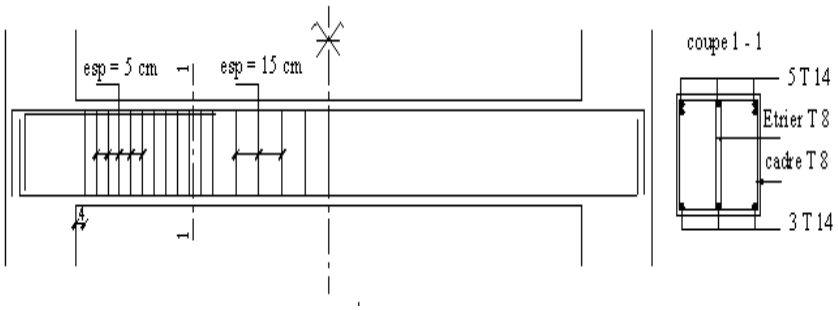


Figure III.10: Ferraillage de la poutre palière(a)

III.6. Calcul des dalles pleines:

III. 6.1. Définition:

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

On distingue dans notre structure un seul type de dalle plein de forme régulière reposant sur 2 appuis.

III.6.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

- La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.6.3. Principe de calcul:

Travail extérieur = Travail intérieur.
Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).
Travail intérieur: en fonction du moment.
Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- ƒcdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

III.6.3.a : Calcul des actions :

Les résultats de calcul sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : chargement de la dalle pleine

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.49	3.5	12.66
ELS			8.99

III.6.3.b : Position des lignes de rupture:

1er type : Dalle triangulaire :

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=0.6M.$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

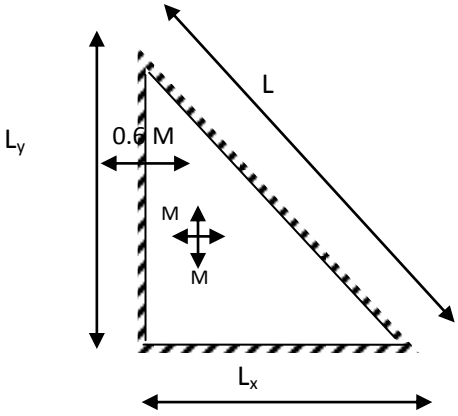


Figure III.11:: Dalle pleine

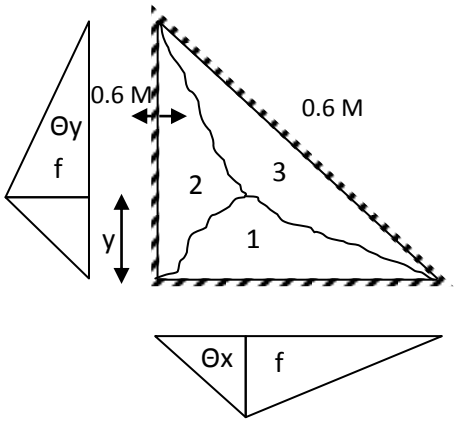


Figure III.12: Efforts et déplacements des zones rigides

III.6.3.b : Calcul des moments:

1) Travail externe :

- $Text=Text1+Text2+Text3$
- $Text1$=Pu. $(\frac{Lx}{2}.y).f/3$
- $Text2$= Pu. $(\frac{Ly}{2}.x).f/3$

- $Text3$=Pu $[\frac{Lx.Ly}{2}-(\frac{Ly.x}{2}+\frac{Lx.y}{2})].f/3$
- $Text=\frac{Pu.f}{3}[\frac{Lx.Ly}{2}]$

2) Travail interne :

- $Tint=Tint\ 1+Tint\ 2$
- $Tint1=\frac{M.f}{y}.Lx+0.6M\frac{f}{y}.Lx$
- $Tint2=\frac{M.f}{y}.Ly+0.6M\frac{f}{y}.Ly$
- $Tint3=\frac{1.6M.\sqrt{lx.^2ly.^2}}{2}\left[\frac{1}{lx.x}+\frac{1}{Ly.y}\right]$
- $\sum \text{Tint}=1.6M.f\left[\frac{Lx}{y}+\frac{Ly}{x}\right]+\frac{1.6M.\sqrt{lx.^2ly.^2}}{2}\left[\frac{1}{lx.x}+\frac{1}{Ly.y}\right]$

Principe de travail virtuel :

- $Tint=Text$
- $\frac{Pu.f}{3}[\frac{Lx.Ly}{2}]=1.6M.f\left[\frac{Lx}{y}+\frac{Ly}{x}\right]+\frac{1.6M.\sqrt{lx.^2ly.^2}}{2}\left[\frac{1}{lx.x}+\frac{1}{Ly.y}\right]$
- On obtient : Pu=M$[\frac{9.6}{Lx.Ly}\left[\frac{Lx}{y}+\frac{Ly}{x}\right]+\frac{4.8L}{Lx.Ly}\left[\frac{1}{Lx-2x}+\frac{1}{Ly-2y}\right]]$

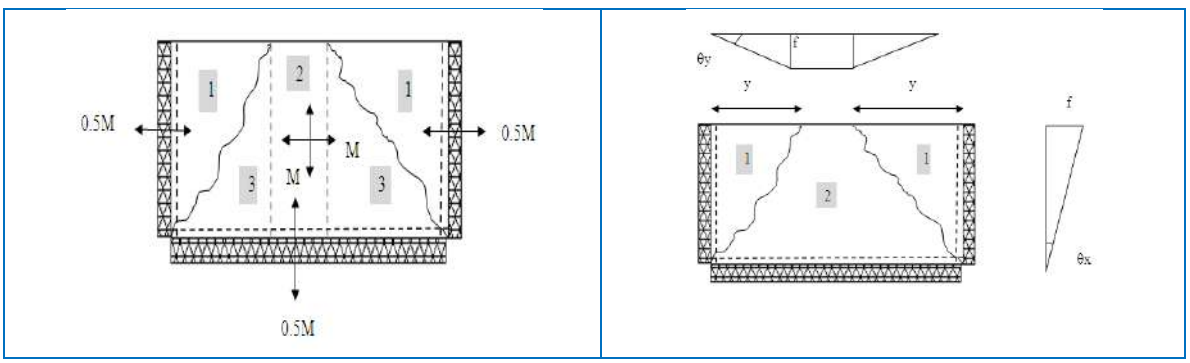
III.6.4 : Résultats :

Au niveau de notre structure nous avons 2 types de des dalles pleines, et les résultats sont représente dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : les moments des deux dalles pleines

	Lx(m)	Lx(m)	L(m)	x(m	y(m)	M(KN.m)		Ma (kN.m)	
						ELU	ELS	ELU	ELS
1ere type	3.00	3.20	4.30	1.45	1.60	2.98	2.14	1.79	1.28

2eme type : Dalle rectangulaire :



I. ELU :

$\alpha = \frac{1.10}{6.75} = 0.16 < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seule sens.

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de **1 m** de largeur.

Le diamètre maximal des barres à choisir ne doit en aucun cas dépassé le dixième de la hauteur totale h de la dalle.

$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5$ cm

On adopte alors : $\emptyset$ = 1.5 cm

Tableau III.29 : Les données nécessaires

Béton	f_{c28}= 25MPa	γ_b =1.5	σ_{bc} =14.2 MPa	c =2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d= 12.5 cm
Acier	FeE400	f_e = 400 MPa	γ_s=1.15	σ_s=348 MPa

$M_0 = \frac{pl^2x}{8} = \frac{12.66*1.25^2}{8} = 2.27$ KN .m

$M_t = \frac{pl^2x}{10} = 0.8\ M_0 = 1.978$KN.m

$M_a = \frac{pl^2x}{16} = -0.5\ M_0 = -1.135$KN.

III.6.5 : Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tableau III.29 : vérification a l'ELS

	En travées	En appuis
A (cm²)	3.14	3.14
M_{ser} (kN.m)	2.088	1.305
Y (cm)	2.993	2.993
I (mm^4)	$5.15*10^7$	$5.15*10^7$
k	0.04	0.025
σ_b (mpa)	1.197	0.748
$\bar{\sigma}_b$ (mpa)	15	15
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	oui	oui

III.6.5 .1. Condition d'espacement

St = 100/4=25cm ≤ $S_{t\,adm}$=min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.4.1.6. Vérifications préliminaires de la flèche

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les Conditions suivantes sont satisfaites :

1. $\frac{h}{□} = \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{□}{20□_0} = \frac{2.856}{20*3.56} = 0.040$ **(condition vérifier)**
2. $\frac{□}{□*□} = 0.0025 \leq \frac{2}{□} = \frac{2}{400} = 0.005$ **(condition vérifier)**

III.4.1.7. Vérification au cisaillement

V_u = **9.22** kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12.66x10^3}{1000 \times 125} = 0.101 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u =0.073 MPa <3.33 MPa **(condition vérifier)**

IV.1. Introduction :

Les secousses du séisme engendrent des accélérations dans la construction; il en résulte des efforts suivant des directions quelconques.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamique propre c'est à dire ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre amortie cela nous permet de calculer les efforts et le déplacement maximums lors d'un séisme.

Pour nos structures le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Avant toute étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques qui interviennent dans l'évolution des efforts horizontaux d'origine sismique exercés d'une manière qui peuvent augmenter les déformations.

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_{Mj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Mj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : poids de la masse concentrée (i) du niveau considéré.

X_i Y_i : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère local.

X_G Y_G : coordonnées de centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

Avant de prévoir une disposition des voiles nous avons étudier nos structures comme étant auto stable (sans voile).

Bloc A :

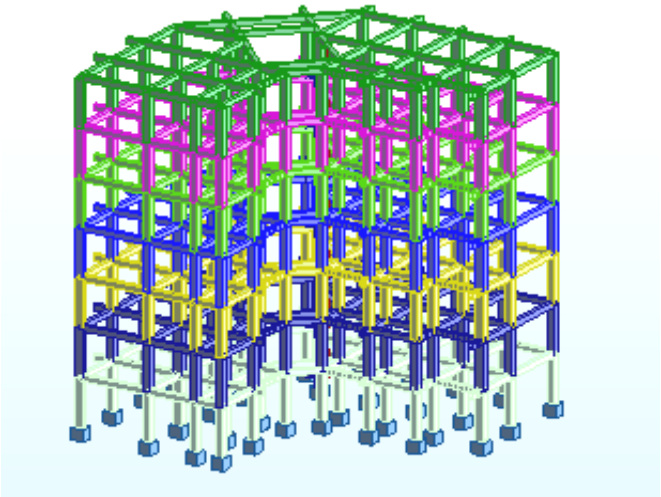


Figure IV.1 : structure auto-stable

Les vérifications du comportement des trois premiers modes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : comportement des trois premiers modes du Bloc A

mode	F[HZ]	T[HZ]	MC UX [%]	MC UX [%]
1	0,91	1,10	24,42	49,79
2	0,92	1,08	62,38	80,65
3	1,08	0,92	81,13	80,67

Bloc B:

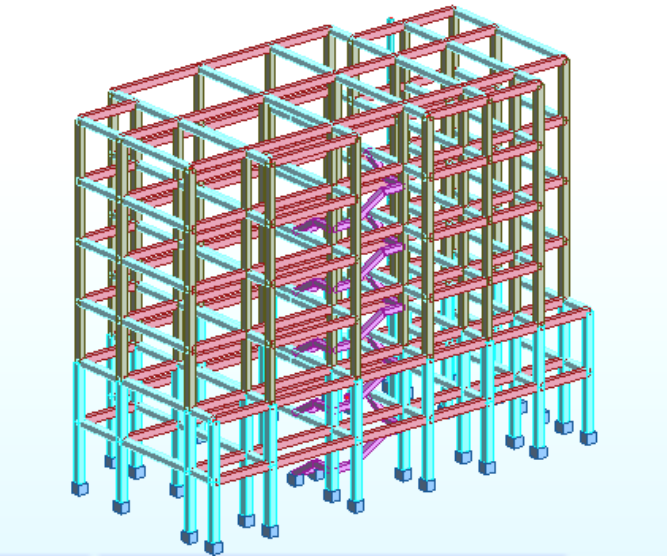


Figure IV.2 : structure auto-stable (bloc B)

Les vérifications du comportement des trois premiers modes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : comportement des trois premiers modes du Bloc B

mode	F[HZ]	T[HZ]	MC UX [%]	MC UX [%]
1	**1**	0.88	1.03	43.66
2	**2**	0.85	0.98	57.73
3	**3**	0.91	0.92	78.29

Après plusieurs dispositions des voiles on a adopté cette disposition pour les deux blocs :

BLOC A :

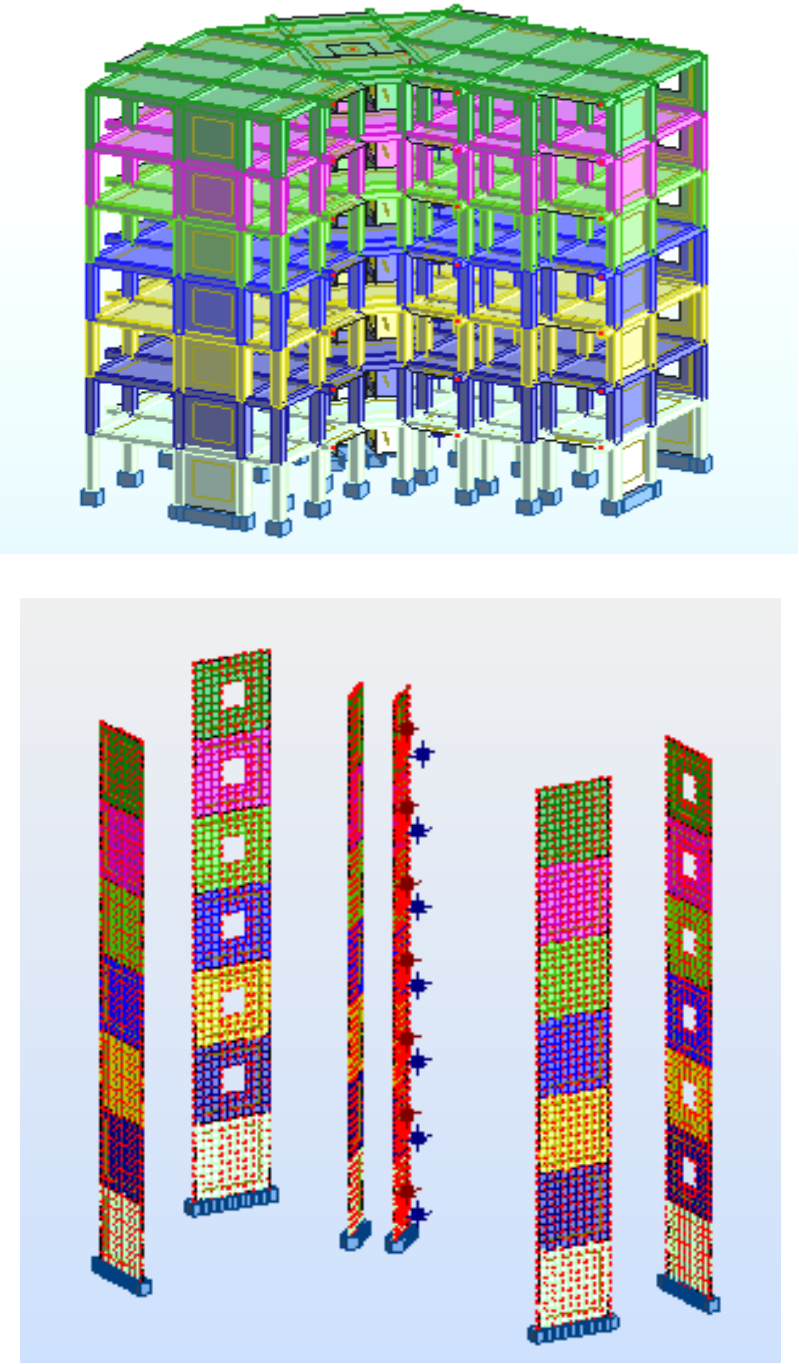


Figure IV. 3 : disposition des voiles (Bloc A)

BLOC B :

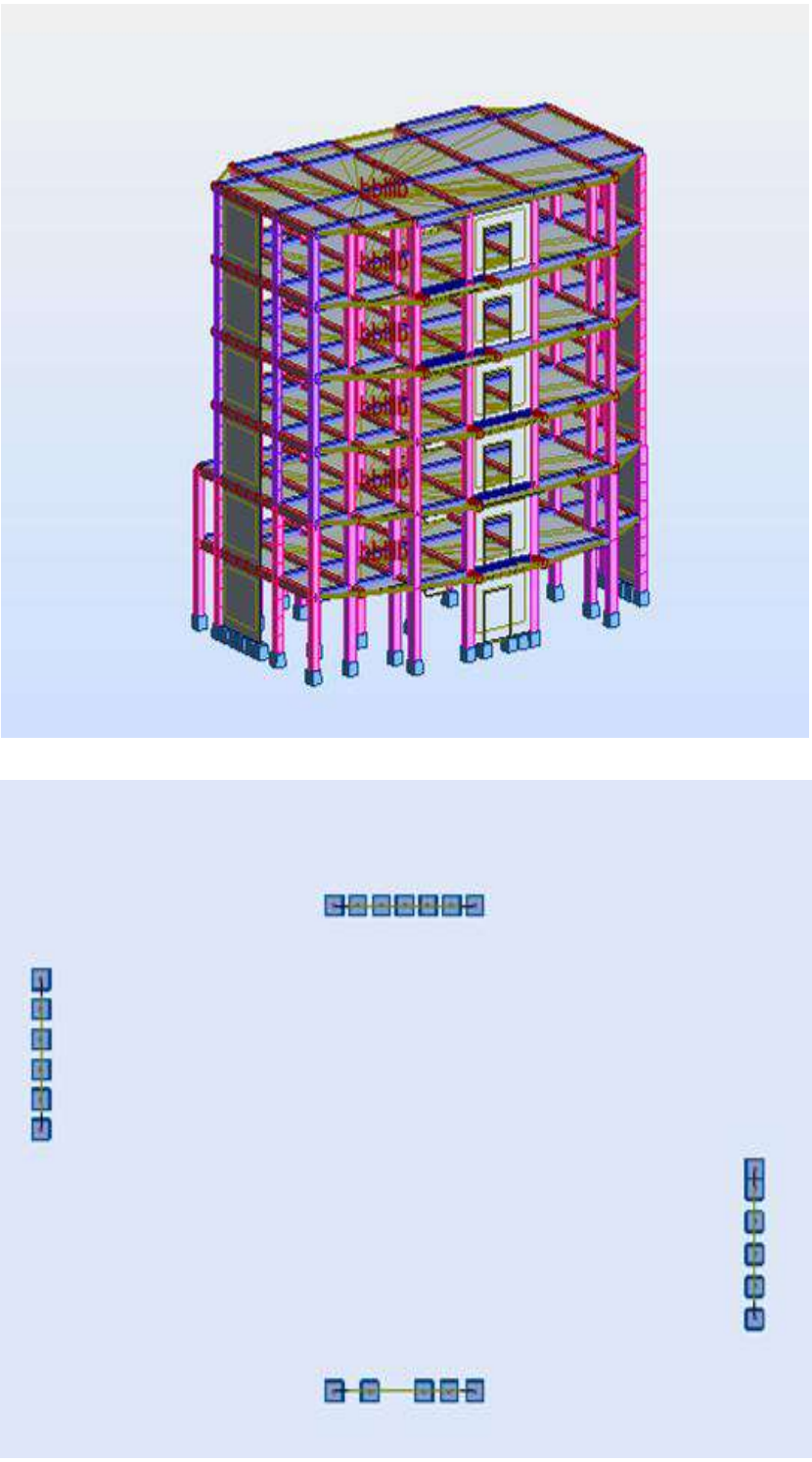


Figure IV.4 : disposition des voiles (Bloc B)

Les calcules du centre de masse des deux blocs est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI-3 : calcul du centre de masse du Bloc A

NIV	$\sum W_i$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
6	4978.04	50178.64	52319.20	10.08	10.51
5	4982.93	50377.42	51573.32	10.11	10.35
4	4982.57	50363.78	51T569.59	10.11	10.35
3	4978.53	50382.72	51527.78	10.12	10.35
2	4978.53	50183.58	51527.78	10.08	10.35
1	4978.45	50182.77	51526.95	10.08	10.35
RDC	4988.49	50283.97	51680.75	10.08	10.36
Poids total	34867.54				

BLOC B :

Tableau VI-4 : calcul du centre de masse du Bloc B

NIV	$\sum W_i$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	X_G	Y_G
5	2927.60	30564.14	18034.01	10.44	6.16
4	3193.21	33337.11	19670.17	10.44	6.16
3	3350.76	34713.87	20707.69	10.36	6.18
2	3350.76	34713.87	20707.69	10.36	6.18
1	3529.32	36563.75	21811.19	10.36	6.18
R.D.C	3529.32	36563.75	21811.19	10.36	6.30
Poids total	19880.97				

VI.2.2/Centre de rigidité (torsion) :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.
- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

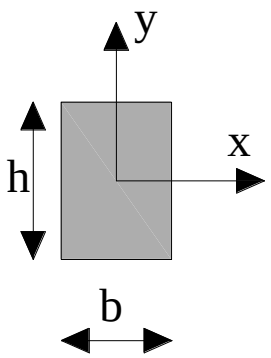
$$X_T = \frac{\Sigma I_{YGi}.X_i}{\Sigma I_{YGi}} \qquad Y_T = \frac{\Sigma I_{XGi}.Y_i}{\Sigma I_{XGi}}$$

Avec : - $I_{XG\,i}$ et $I_{YG\,i}$ l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

- X_i et Y_i les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

-X_T et Y_T les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

4.2.1-Calcul des moments d'inerties :



❖ **les poteaux :**

$$I_X = \frac{bh^3}{12} \qquad I_y = \frac{hb^3}{12}$$

❖ **Les voiles pleins**

$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12}$ Par rapport à " X_G ".

$I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$ Par rapport à " Y_G "

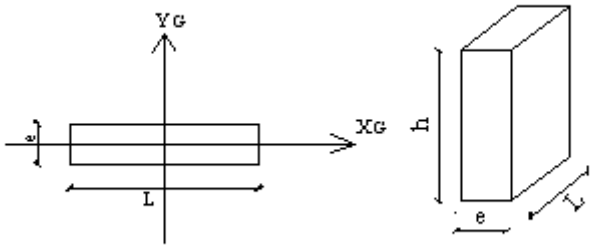


Figure IV.4 : voile plein

BLOC A :

Tableau VI-5 : calcul du centre de torsion du Bloc A

NIV	$\sum I_X$	$\sum I_X.Y_i$	$\sum I_Y$	$\sum I_Y.X_i$	X_t	Y_t
6	13023.93	14108.52	18758.87	2014382.26	10.78	10.82
5	13892.54	151150.83	18751.37	201389.71	10.74	10.88
4	13893.14	151157.36	18748.15	201355.13	10.74	10.88
3	13892.22	151147.35	18706.20	200904.58	10.74	10.88
2	13892.22	151147.35	18706.21	200904.69	10.74	10.88
1	13892.21	151147.24	18706.07	200903.19	10.74	10.88
RDC	13892.21	151147.24	18706.07	200903.19	10.74	10.88

BLOC B :

Tableau VI-6: calcul du centre de torsion du Bloc B

NIV	$\sum I_X$	$\sum I_X.Y_i$	$\sum I_Y$	$\sum I_Y.X_i$	X_t	Y_t
5	5827440.15	37062519.35	15801901.98	171766674.5	10.87	6.36
4	5427408.25	34518316.47	14123982.97	153951414.4	10.90	6.36
3	4877709.58	31071010.02	13759255.78	14956313.23	10.87	6.37
2	4444779.31	28313244.20	13722243.15	149846895.2	10.92	6.37
1	4325428.43	27552979.10	12693222.14	138609985.8	10.92	6.37
RDC	4773609.58	30407893.10	12423611.93	135665842.3	10.92	6.37

Excentricité statique :

C'est la différence entre le centre de torsion et le centre de gravité.

L'excentricité statique est donnée par: $e_x = |\mathbf{x_m} - \mathbf{x_t}|$

$$e_y = |\mathbf{y_m} - \mathbf{y_t}|$$

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 la direction de l'action sismique.

Dans notre cas la plus grande dimension en plan est " L = 20.15 m " pour les deux sens, donc:

$$5\%.\mathrm{L} = 5 \times \frac{20.15}{100} = 1.00\ \mathrm{m}$$

IV.2. 3. Excentricité :

IV.2. 3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$e_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad e_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau VI-7 : Calcule d'excentricité théorique du Bloc A

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G**	**X_I**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G**	**Y_I**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
6	10.08	10.78	0.70	10.51	10.82	0.31
5	10.11	10.74	0.63	10.35	10.88	0.53
4	10.11	10.74	0.63	10.35	10.88	0.53
3	10.12	10.74	0.62	10.35	10.88	0.53
2	10.08	10.74	0.66	10.35	10.88	0.53
1	10.08	10.74	0.66	10.35	10.88	0.53
RDC	10.08	10.74	0.66	10.36	10.88	0.52

Tableau VI-8 : Calcule d'excentricité théorique du Bloc B

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G**	**X_I**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G**	**Y_I**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
5	10.44	10.87	0.43	6.16	6.36	0.20
4	10.44	10.90	0.46	6.16	6.36	0.20
3	10.36	10.87	0.51	6.18	6.37	0.19
2	10.36	10.92	0.56	6.18	6.37	0.19
1	10.36	10.92	0.56	6.18	6.37	0.19
RDC	10.36	10.92	0.56	6.18	6.37	0.19

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Bloc A :

Tableau VI-9: excentricités accidentelles du bloc A

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
6	21.70	18.75	1.08	0.93
5	21.70	18.75	1.08	0.93
4	21.70	18.75	1.08	0.93
3	21.70	18.75	1.08	0.93
2	21.70	18.75	1.08	0.93
1	21.70	18.75	1.08	0.93
RDC	21.70	18.75	1.08	0.93

Bloc B:

Tableau VI-9: excentricités accidentelles du bloc A

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
5	21.05	13.25	1.05	0.66
4	21.05	13.25	1.05	0.66
3	21.05	13.25	1.05	0.66
2	21.05	13.25	1.05	0.66
1	21.05	13.25	1.05	0.66
RDC	21.05	13.25	1.05	0.73

Conclusion : on a l'excentricité statique est inferieur a l'excentricité accidentelle donc la disposition du voile qu'on a adopté est convenable.

IV.3/Choix de la méthode de calcul :

Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.4/Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. Le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30m (zone IIb).
   -condition vérifier car la hauteur de notre bâtiment ne dépasse pas les 30m.

2. La forme en plan d'un bâtiment ou bloc étudier est simple, symétrique, proche d'un rectangle avec des parties en saillies ou retrait ne dépassent pas 25% des dimensions globales.

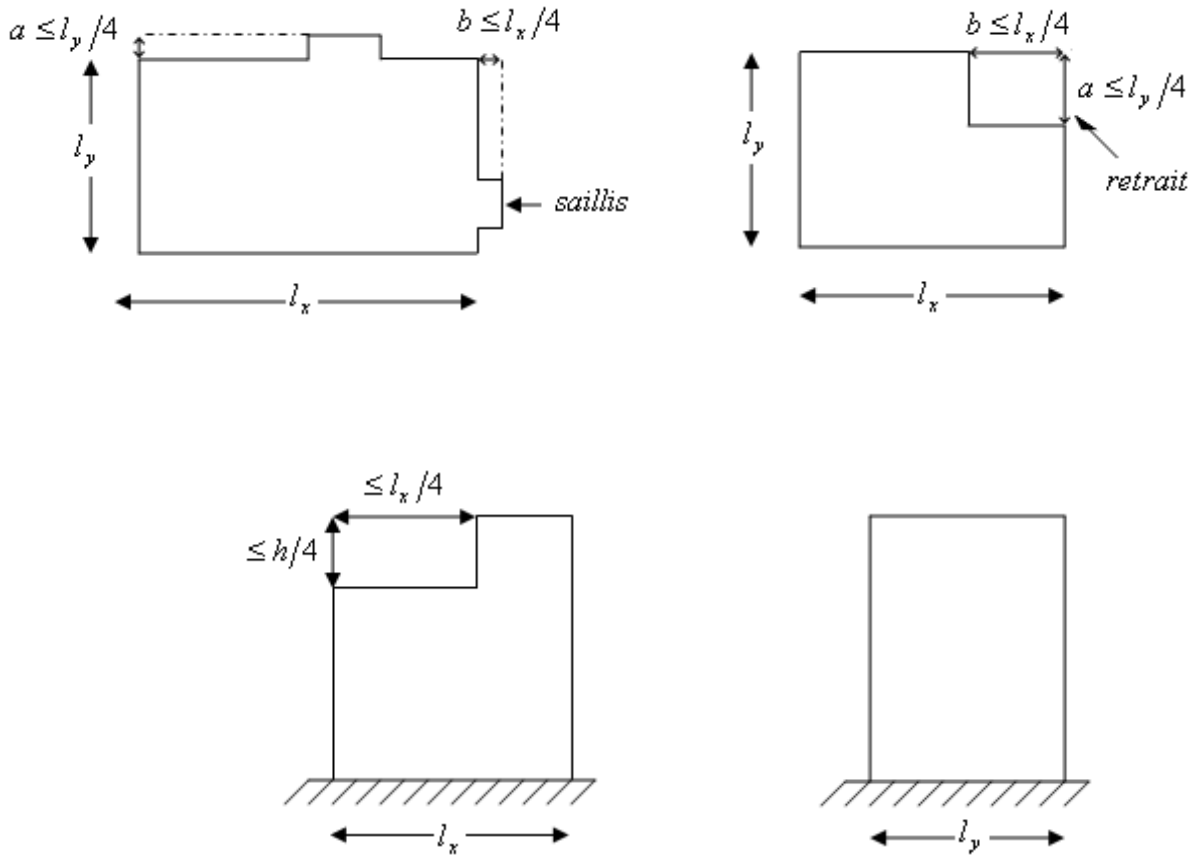


Figure IV.5 : la régularité en plan des bâtiments

Vérification des conditions:

Pour les deux blocs (A et B) : La condition de régularité en plan et en élévation n'est pas vérifiée. (2ème et 3ème conditions de l'article 4.1.2 RPA99). On adopte alors la méthode dynamique.

- Méthode dynamique modale spectrale:

- **Principe :**

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

- **Modélisation :**

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

- **Le spectre de réponse de calcul est donne par l'Art 4.3.3:**

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ \text{s}\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ \text{s}\end{cases}$$

A = f (zone IIb, groupe d'usage 1b) = 0,20 tableau 4.1

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R = 5.**

d. facteur de qualité Q : [1] [Tab4.4]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

Ces pénalités

$$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}2$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}25 = 1{,}2$$

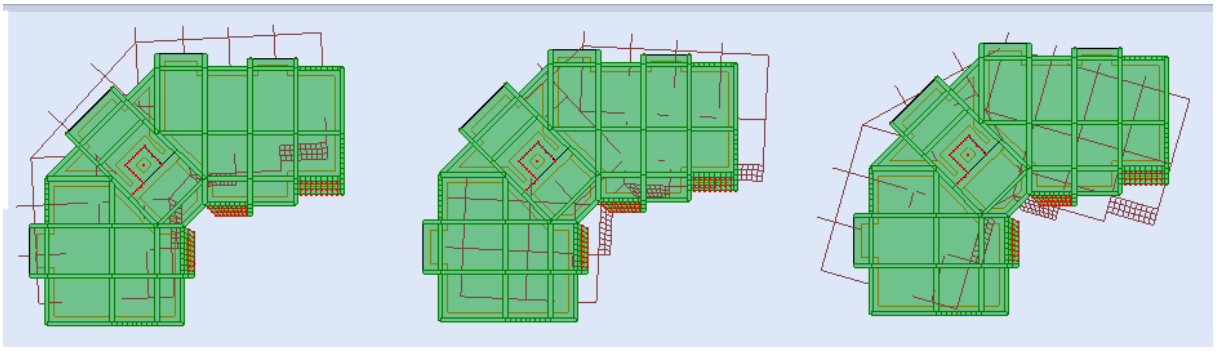
$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,s \\ T_2 = 0{,}40\,s \end{matrix}\right\} \text{tableau } 4.7\ (\text{site } S_2)$$

VI.5- Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

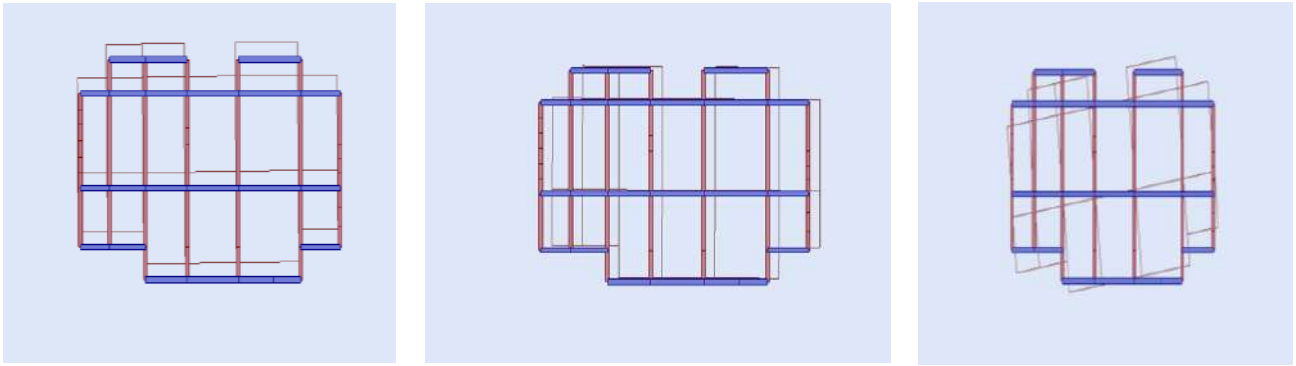
- Vérification de comportement (translation, translation et rotation).
- Période
- Vérification des déplacements
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement
-

VI.5.1-Vérification de comportement



Mode 1 Mode 2 Mode 3

Figure IV.6 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc A



Mode 1 Mode 2 Mode 3

Figure IV. 7: Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc B

Constatations :

Tableau VI-10: Le comportement de trois premier modes

	Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**
Bloc A	translation suivant x et y	translation suivant x et y	rotation pure autour de z
Bloc B	translation pure suivant x	translation suivant x et y	rotation pure autour de z

VI.5.2-Coefficient de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a

Tableau VI-10: Coefficient de participation massique

	Mode	Période (s)	Sens x	Sens y
Bloc A	1	0.60	4.49	54.40
	2	0.59	70.04	70.15
	3	0.41	70.16	70.40
	4	0.19	70.2	70.67
	5	0.17	73.65	83.72
	6	0.15	88.39	86.39
	7	0.12	88.69	86.79
	8	0.10	88.98	89.15
	9	0.08	89.58	92.30
	10	0,08	91,12	92,30
	11	0.08	91.14	92,32
Bloc B	1	0.50	3.36	63.75
	2	0.48	64.88	67.37
	3	0.39	65.34	67.63
	4	0.17	82.74	67.63
	5	0.14	82.74	87.08
	6	0.10	85.92	87.20
	6	0.09	90.84	87.21
	7	0.07	90.86	92.80

Constatation :

- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 10 éme mode pour le bloc A.
- La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir dumode pour le bloc B.

IV.5.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*hN/\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tableau VI-11: vérification des périodes.

Bloc A	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	O.46	0.60	0.61	C .V
Y	0.50	0.60	0.65	C .V
Bloc B	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.41	0.50	O.53	C .V
Y	O.52	0.50	0.67	C .V

VI.5.4-Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA99 version 2003 Art4.4.3]

δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

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

Tableau VI-12 : vérification des déplacements (Bloc A)

Niveau	δ_x Déplacement suivant X (mm)	R.δ_x (mm)	Δ_X (mm)	δ_y Déplacement suivant Y (mm)	R.δ_y (mm)	Δ_Y (mm)	0,01h (mm)	Δ<0,01h (mm)
6	41	143.5	21.0	40	140.0	17.5	28.3	C.V
5	35	122.5	24.5	34	122.5	28.0	28.3	C.V
4	28	98.0	24.5	27	94.5	21.0	28.3	C.V
3	21	73.5	24.5	21	73.5	21.0	28.3	C.V
2	14	49.0	21.0	15	52.5	24.5	28.3	C.V
1	8	28.0	21.0	8	28.0	17.5	28.3	C.V
RDC	2	7.0		3	10.5			

Tableau VI-13 : vérification des déplacements (Bloc B)

Niveau	δ_x déplacement suivant X (mm)	R. δ_x (mm)	Δ_X (mm)	δ_y déplacement suivant Y (mm)	R. δ_y (mm)	Δ_Y (mm)	0,01h (mm)	Δ<0,01h
5	14	49	10.50	13	45.5	10.5	3.23	C.V
4	11	38.5	3.5	1.0	35	10.5	3.23	C.V
3	1.0	35	7.0	7.0	24.5	10.5	3.23	C.V
2	8.0	26	7.0	4.0	14	3.5	3.23	C.V
1	6.0	21	10.5	3.0	10.5	8.0	3.23	C.V
RDC	3.0	10.5	10.5	1.0	2.5	25	3.23	C.V

Conclusion : Dans les deux blocs, les déplacements sont inférieurs au déplacement limite.

VI.5.5-Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces séismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces séismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = f (zone IIb, groupe d'usage 2b) = 0,20 tableau 4.1

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0, 40s tableau **VI-10** (avec site S_3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5 : système de contreventement mixte portique/voiles tableau 4.3

Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.20 tableau 4.5

Les poids permanentes et d'exploitations de tout les niveaux sont résume dans les tableaux suivantes

Les unités des poids (kN).

Tableau VI-14 : Calcule de la force séismique (bloc A et B)

	A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)
Bloc A	0.2	2.205	2.205	5.00	0.25	0.25	34867.54	768.82	768.82
Bloc B	0.2	2.205	2.205	3.5	1.2	1.2	21573.72	8173.35	8173.35

Tableau VI-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

BLOC A	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	768.82	4322.07	878.66	C.V
Y	768.82	4393.22	878.66	C.V
BLOC B	**V (kN)**	**Vt (kN)**	**0.8*V**	$V_t \geq 0.8*V$
X	3261.94	2753.68	2609.55	C.V
Y	3261.94	2794	2609.55	C.V

VI.5.6-Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement qui est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$M_{tx} = X_G . W_i$

$M_{tY} = X_Y . W_i$

Avec :

X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

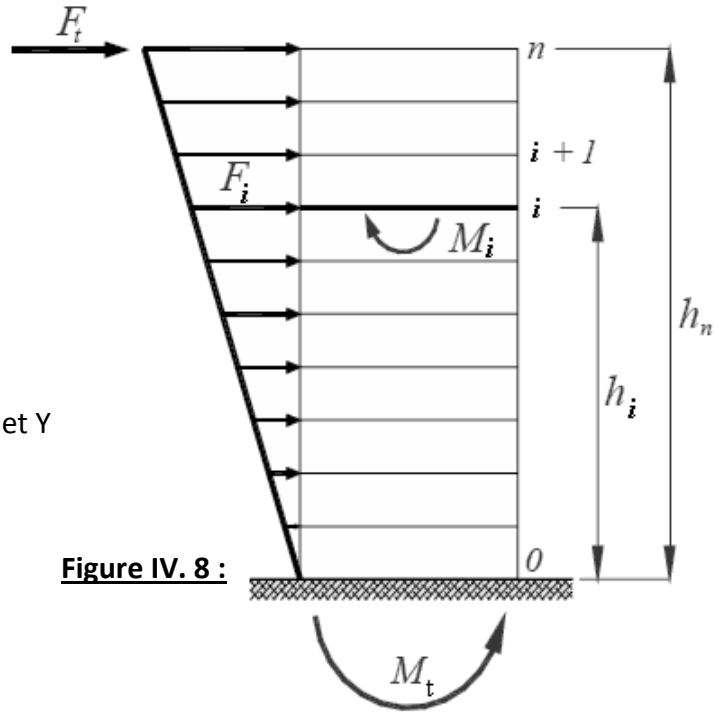


Figure IV. 8 :

VI.5.6.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,595 s → Ft = 0
- TY = 0,731 s → Ft = 115.89 kN ≤ 566.20 kN

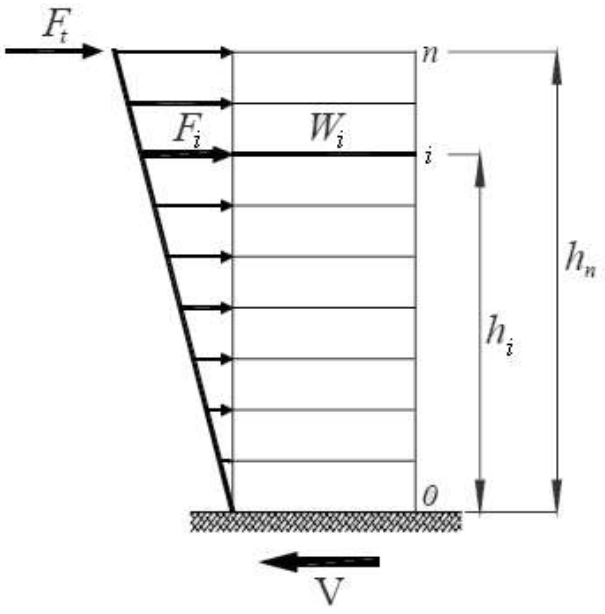


Figure IV. 9 : Distribution des forces sismiques

Bloc A :

V_X = 4322.07 KN

Tableau VI-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
±22. 61	4978.04	122553.48	0.26	1123.73
±19.38	4982.93	96569.18	0.20	864.41
±16.15	4982.57	80468.50	0.17	734.75
±12.92	4978.53	64322.60	0.13	561.86
±9.69	4978.53	48241.95	0.10	432.20
±6.46	4978.45	32160.78	0.06	259.32
±3.23	4988.49	16112.82	0.03	129.66
SOMME		460429.31	1.00	4105.93

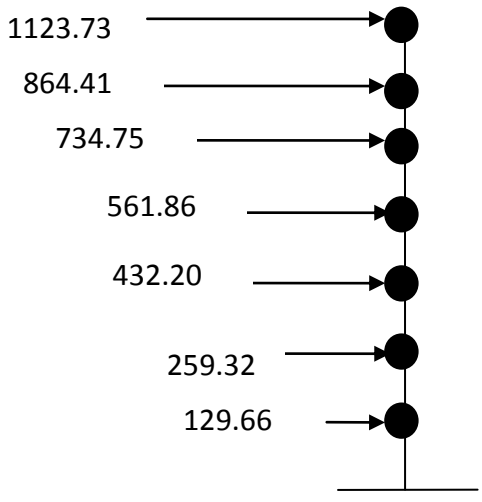


Figure IV. 10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Bloc B :

V_X = 2753.68 kN

Tableau VI-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant x :

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
±19.38	2927.60	56736.88	0.25	588.42
±16.15	3193.21	51570.34	0.23	541.34
±12.92	3350.76	43291.81	0.20	470.73
±9.69	3350.76	32468.86	0.15	353.10
±6.46	3529.32	22799.40	0.10	235.37
±3.23	3529.32	11399.70	0.05	117.69
SOMME		218267.00	1 .00	2353.68

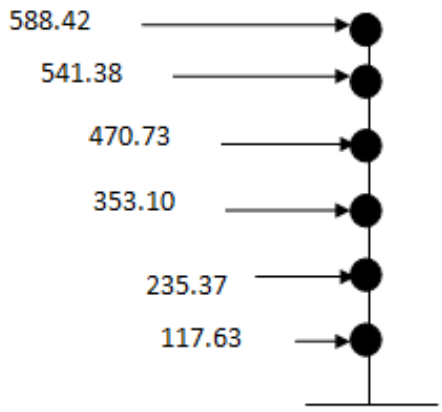


Figure IV. 11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Bloc A :

V_Y =4293 kN

Tableau VI-18 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
±22. 61	4978.04	122553.48	0.26	1142.23
±19.38	4982.93	96569.18	0.20	858.64
±16.15	4982.57	80468.50	0.17	746.84
±12.92	4978.53	64322.60	0.13	571.11
±9.69	4978.53	48241.95	0.10	439.32
±6.46	4978.45	32160.78	0.06	263.59
±3.23	4988.49	16112.82	0.03	131.79
SOMME				

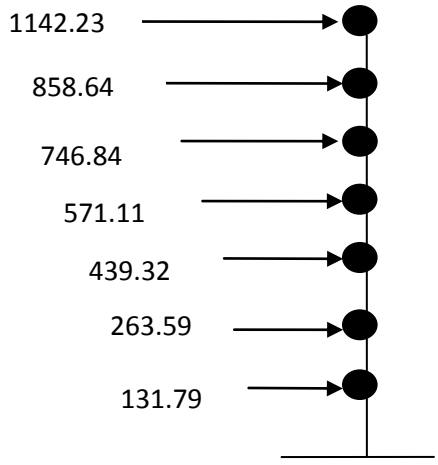


Figure IV. 12: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Bloc B :

V_Y = 2794 kN

Tableau VI-19 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
±19.38	2927.60	56736.88	0.25	598.50
±16.15	3193.21	51570.34	0.23	550.62
±12.92	3350.76	43291.81	0.20	478.80
±9.69	3350.76	32468.86	0.15	359.10
±6.46	3529.32	22799.40	0.10	239.40
±3.23	3529.32	11399.70	0.05	119.70
SOMME		218267.00	1	2394

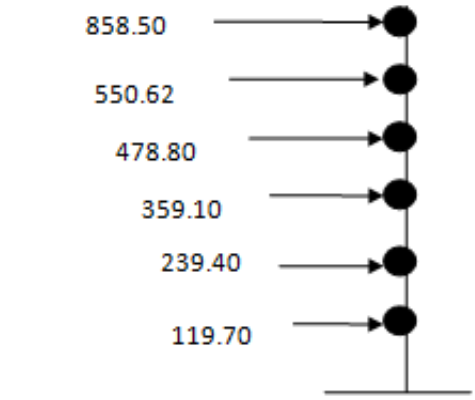


Figure IV. 13: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

VI.6.2-Moment de renversement

Bloc A :

Tableau VI-20 : calcul du moment de renversement (Bloc A)

NIV	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	Mox(KN.m)	Moy(KN.m)
6	22. 61	1123.73	1142.23	25407.53	25825.82
5	19.38	864.41	858.64	16752.26	16640.44
4	16.15	734.75	746.84	11866.21	12061.46
3	12.92	561.86	571.11	7259.23	7378.74
2	9.69	432.20	439.32	4188.01	4257.01
1	6.46	259.32	263.59	1675.20	1702.79
RDC	3.23	129.66	131.79	418.80	425.68
			∑Mo	67567.24	68291.94

Bloc B :

Tableau VI-21 : calcul du moment de renversement (Bloc B)

NIV	hi(m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	Mox (KN.m)	Moy(KN.m)
5	19.38	588.42	598.5	11403.5	11598.93
4	16.15	541.34	550.62	8742.64	8892.51
3	12.92	470.73	478.80	6081.83	6186.09
2	9.69	353.1	359.10	3421.53	3479.67
1	6.46	235.37	239.40	1520.50	1546.52
RDC	3.23	117.69	119.70	380.14	386.63
			∑Mo	31550.14	32090.35

VI.6.3-Moment stabilisant :

Tableau VI-22 : Calcul du moment stabilisant (Bloc A)

NIV	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)
6	4611.09	10.08	10.51	49799.77	48462.55
5	4804.13	10.11	10.35	4869.75	49722.74
4	4979.50	10.11	10.35	50342.74	51537.82
3	4991.98	10.12	10.35	50518.83	51666.99
2	4987.58	10.08	10.35	50274.80	51621.45
1	5200.47	10.08	10.35	52420.73	53824.86
RDC	5207.97	10.08	10.36	52496.33	53954.56
			∑Mt	301072.95	360790.97

Tableau VI-23 : Calcul du moment stabilisant (Bloc B)

NIV	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)
5	2927.60	10.44	6.16	18034.02	30564.14
4	3193.21	10.44	6.16	34713.87	33337.11
3	3350.76	10.36	6.18	36563.76	34713.87
2	3350.76	10.36	6.18	36563.76	34713.87
1	3529.32	10.36	6.18	21811.20	36563.76
RDC	3529.32	10.36	6.18	21811.20	36563.76
			∑Mt	122742	206456.51

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau VI-24 : Vérification de stabilisation

	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)	Mox (KN.m)	Moy (KN.m)	Mtx/Mox	Mty/Moy	
Bloc A	301072.95	360790.97	67567.24	68291.94	5.28	4.45	CV
Bloc B	122742	206456.51	31550.14	32090.35	3.89	6.43	CV

Conclusion : Les deux blocs sont vérifiés contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable vis-à-vis des deux directions.

IV. 7 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

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

Bloc A :

Tableau VI-25 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq 0,10$	
±22. 61	4611.09	4611.09	1123.73	1123.73	2.1	3.81×10^{-3}	CV
±19,38	4804.13	4804.13	864.41	1988.14	2.45	2.99×10^{-3}	CV
±16,15	4979.50	4979.50	734.75	2722.89	2.45	2.71×10^{-3}	CV
±12,92	4991.98	4991.98	561.86	3284.75	2.45	2.82×10^{-3}	CV
±9,69	4987.58	4987.58	432.20	3716.95	2.1	2.90×10^{-3}	CV
±6,46	5200.47	5200.47	259.32	3976.27	2.1	4.25×10^{-3}	CV
±3,23	5207.97	5207.97	129.66	4105.93	0.7	2.71×10^{-2}	CV

Bloc B :

Tableau VI-26 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	$\theta \leq 0,10$
±19,38	2927.60	588.42	588.42	1.05	2.69×10^{-3}	CV
±16,15	6120.81	541.34	1129.76	0.35	3.52×10^{-3}	CV
±12,92	9471.57	470.73	1600.49	0.7	3.20×10^{-3}	CV
±9,69	12822.33	353.1	1953.59	0.7	7.11×10^{-3}	CV
±6,46	16351.65	235.37	2188.96	1.05	1.2×10^{-3}	CV
±3,23	19880.97	117.69	2306.65	1.05	2.8×10^{-3}	CV

Bloc A :

Tableau VI-27 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

H_k (m)	P_k(KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY} (KN)	Δ_{kY} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
±22. 61	4611.09	1123.73	1123.73	1.75	3.17×10^{-3}	CV
±19,38	4804.13	864.41	1988.14	2.8.0	3.49×10^{-3}	CV
±16,15	4979.50	734.75	2722.89	2.10	2.33×10^{-3}	CV
±12,92	4991.98	561.86	3284.75	2.10	2.47×10^{-3}	CV
±9,69	4987.58	432.20	3716.95	2.45	3.39×10^{-3}	CV
±6,46	5200.47	259.32	3976.27	1.75	5.56×10^{-3}	CV
±3,23	5207.97	129.66	4105.93	1.05	4.12×10^{-3}	CV

Bloc B :

Tableau VI-28 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

H_k (m)	P_k(KN)	F_{iY} (KN)	V_{kY} (KN)	Δ_{kY} (cm)	θ	θ ≤ 0,10
±19,38	2927.60	598.5	598.5	1.05	2.65×10^{-3}	CV
±16,15	6120.81	550.62	1149.12	1.05	3.46×10^{-3}	CV
±12,92	9471.57	478.8	1627.92	1.05	4.72×10^{-3}	CV
±9,69	12822.33	359.1	1987.02	0.35	4.72×10^{-3}	CV
±6,46	16351.65	239.4	2226.42	0.8	9.09×10^{-3}	CV
±3,23	19880.97	119.7	2346.12	0.25	6.55×10^{-3}	CV

IV. 7 Détermination du joint sismique :

Si les conditions de forme architecturale et de parti constructif favorables ne peuvent être remplies, ou si l'objectif est de n'avoir aucun dommage en cas de séisme et/ou si on souhaite éviter des surcoûts élevés dans la mise en œuvre issue du calcul de structure, il peut être souhaitable de découpler les parties du bâtiment dont les comportements dynamiques sont différents et peuvent entrer en conflit, ou de découpler de bâtiment du sol

pour minimiser l'action sismique.

C'est à dire de disposer des joints parasismiques pour décomposer le bâtiment en blocs indépendants, ou des isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure.

Les joints parasismiques :

• **Un joint parasismique** : est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum

de 4cm en zone Ib et 6 cm en zones II et III, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs). Le joint ne concerne que la superstructure, susceptible de réaction à l'action sismique. Il doit être plan et vertical (pas de décrochements susceptibles de favoriser les interactions).

• Les couvre-joints doivent être souples ou fixés sur un seul bloc de bâtiment, de façon à ne pas générer d'interaction entre les blocs.

IV. 7 .1 Justification de la largeur des joints sismiques :

Les deux blocs en béton sont voisins ; donc ils doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2)mm \geq 40mm \quad \textbf{[2]}$$

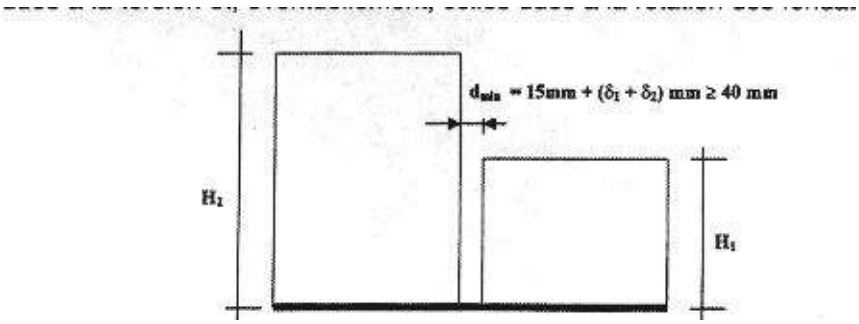


Figure IV. 10 :la largeur minimal d'un joint séparant deux blocs voisin

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

IV. 7 .2 Véridiction de la largeur minimal du joint d_{min} :

Dans notre cas on a le bloc A en (R+6) et le bloc B en (R+5) donc on va prendre le déplacement relatif du 5 ieme étage pour les deux blocs :

Les résulta sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI-28 : Détermination de la largeur minimale d_{min}

	Niveau	δ (mm)	d_{min} (mm)
Bloc A	±19.38	35.00	325
Bloc B	±19.38	14.00	

Conclusion : on adopte donc une largeur d'un joint sismique d_{min} = 325mm > 40mm.

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant est l'objectif de toute étude de structure, il devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99.

Dans notre cas et comme on a cité dans (le chapitre I) on va déterminer le ferraillage du bloc A uniquement (bloc angle).

V.2 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
  - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
  - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 ":
  - 0.8 G ± E
  - G + Q ± E
  - G + Q ± 1.2 E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3 Ferraillage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle).

Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

✓ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.2 Recommandation du R.P.A99 :

- **Armatures longitudinales** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone de recouvrement.

Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui :

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone II_b .

-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003. S_t .b.$

Avec b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est déterminé comme suit :

*St ≤ h/2 en Zone courante.

*St ≥ min (h/4 ; 12ϕ).

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V-1 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisie (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	54.60	G+Q-EX	0	3.8	**3HA14=4. 62**
		Appui	56.07	1.35G+1.5Q	0	4.5	**3HA14=4.62**
	Etages	Travée	54.49	G+Q-EX	0	3.8	**3HA14=4.62**
		Appui	78.13	G+Q+EX	0	5.5	**4HA14=6.16**
Rive	Terrasse	Travée	33.40	G+Q-EY	0	2.3	**3HA14=4. 62**
		Appui	71.67	G+Q+EX	0	5.0	**4HA14=6.16**
	Etages	Travée	75.40	G+Q-EX	0	5.3	**4HA14=6.16**
		Appui	75.35	G+Q+EY	0	5.3	**4HA14=6.16**

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appui	36.92	1.35G+1.5Q	0	3.5	**3HA14=4.62**
	Etage	Appui	43.22	G+Q-EX	0	4.5	**3HA14=4.62**
rive	Terrasse	Appui	55.97	G+Q-EY	0	4.6	**3HA14=4.62**
	Etage	Appui	62.21	G+Q-EX	0	5.2	**4HA14=6.16**

V.3.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

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

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau V-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	41.46	G+Q	4.62	6.7	-	C.V
		Appui	43.74	G+Q	4.62			
	Etages	Travée	50.45	G+Q	4.62	13.1	-	C.V
		Appui	90.30	G+Q	6.16			
Rive	Terrasse	Travée	33.23	G+Q	4.62	5.7	63.7	C.V
		Appui	39.53	G+Q	6.16			
	Etages	Travée	48.82	G+Q	6.16	5.6	60.4	C.V
		Appui	42.82	G+Q	6.16			

Tableau V -4: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m	combinaison	$A_{adoptée}$	σ_b (MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Appui	12.72	G+Q	‘ 4.62	1.9	21.3	C.V
	Etages	Appui	21.37	G+Q	4.62	4.9	162.2	C.V
Rive	Terrasse	Appui	30.02	G+Q	4.62	7	227.8	C.V
	Etages	Appui	38.30	G+Q	6.16	8	220.2	C.V

V. 3.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ A_{min} CBA
- A Travée ≥ A_{min} RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA
- A appui ≥ A_{min} RPA et A appui ≤ A_{max} RPA

Tableau V-5 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4. 62	1.2	C.V
		appui	4.62	1.2	C.V
	Etages	Travée	4.62	1.2	C.V
		appui	6.16	1.2	C.V
Rive	Terrasse	Travée	3.08	1.2	C.V
		appui	6.16	1.2	C.V
	Etages	Travée	6.16	1.2	C.V
		appui	6.16	1.2	C.V

Tableau V-6 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Vérification	Correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4. 62	6.00	48	C.N.V	**5HA14=7.69**
		appui	4.62	6.00	72	C.N.V	**5HA14=7.69**
	Etages	Travée	4.62	6.00	48	C.N.V	**5HA14=7.69**
		appui	6.16	6.00	72	C.V	-
Rive	Terrasse	Travée	4.62	6.00	48	C.N.V	**5HA14=7.69**
		appui	6.16	6.00	72	C.V	-
	Etages	Travée	6.16	6.00	48	C.V	-
		appui	6.16	6.00	72	C.V	-

Tableau V-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	appui	4.62	0.9	C.V
	appui	4.62	0.9	C.V
étages	appui	4.62	0.9	C.V
	appui	6.16	0.9	C.V

Tableau V-8 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédi	Terrasse	appui	4.62	4.5	54	C.V
		appui	4.62	4.5	54	C.V
	étages	appui	4.62	4.5	54	C.V

Rive		appui	6.16	4.5	54	C.V

V. 3.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V-9 : Calcule de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V-10 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	Travée	91.33	G+Q+EX	0.81	3,3	C.V
		Appui	98.87	G+Q+EX	0.88	3,3	C.V
Rive	Etage	Travée	45.89	G+Q+EX	0.40	3.26	C.V
		Appui	65.32	G+Q+EX	0.59	3.26	C.V

Tableau V-11: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
intermédiaire	Terrasse	Travée	33.63	G+Q+EX	O.40	3,3	C.V
		Appui	38.65	G+Q+EX	0.46	3,3	C.V
Rlve	Etage	Travée	30.14	G+Q+EX	0.36	3.26	C.V
		Appui	45.55	G+Q+EX	0.55	3.26	C.V

V.3.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\phi) & \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-12: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	1.92	33.3	1.72	10	20	0.9	20	1.72	**2.01=4Φ8**
30x30	0,16	24.3	1.26	7.5	15	0.67	15	1.26	**2.01=4Φ8**

V.3.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.80. ²

Tableau V-13 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.08	0.062	C.V	0.08	0.08	C.V	0.0082	0.0105	C.V
PS	0.075	0.062	C.V	0.075	0.08	C.V	0.0074	0.0105	C.V

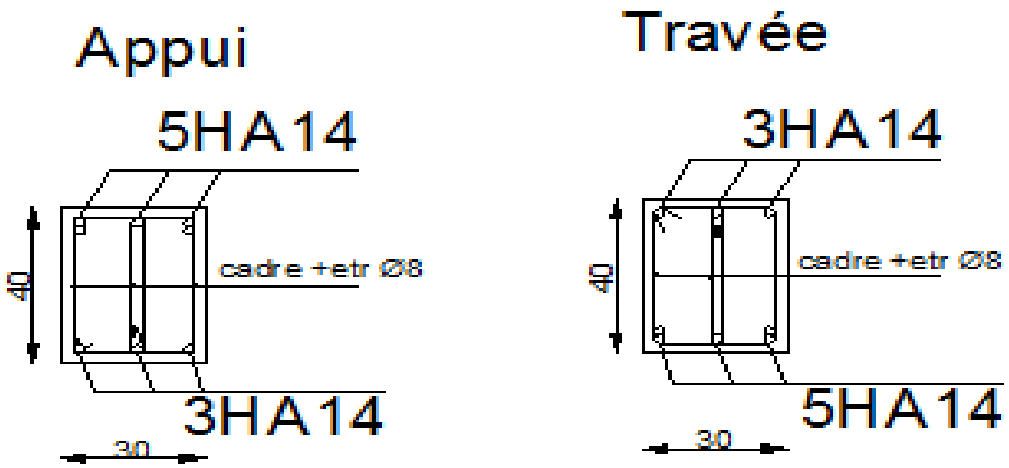


Figure V .1: Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives du niveau terrasse

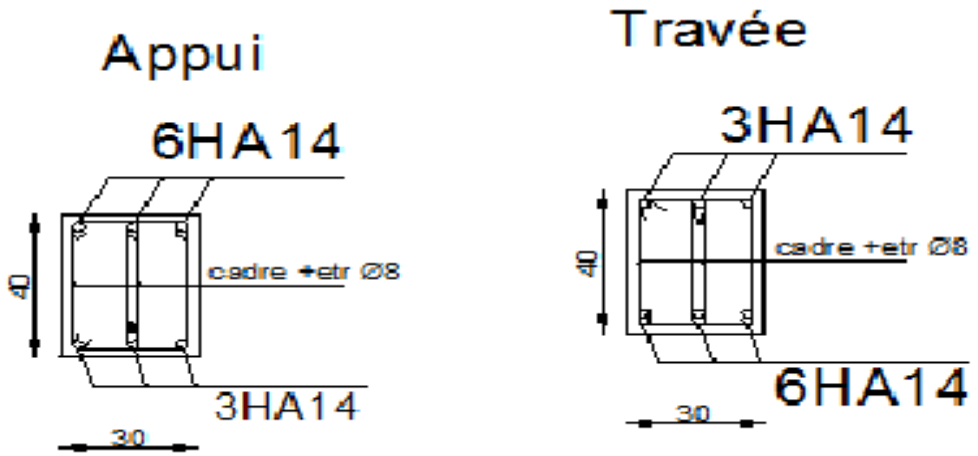


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire et rive des étages

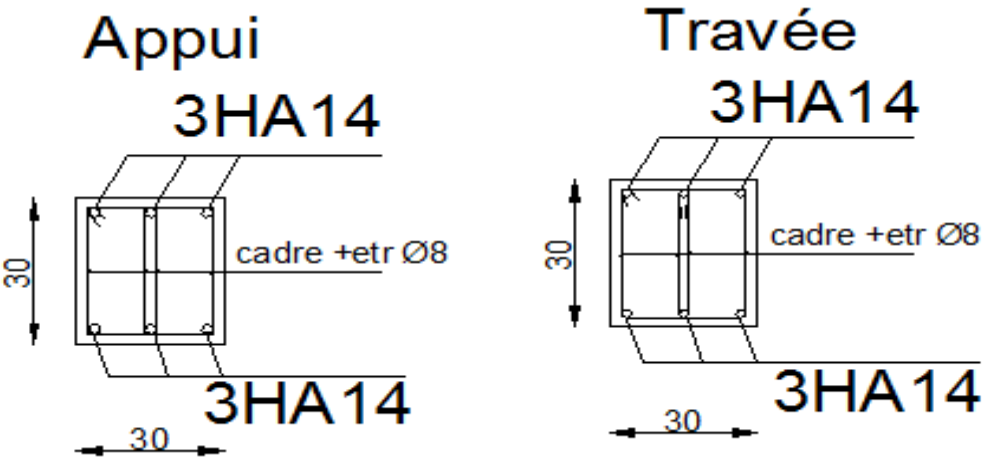


Figure V.3 : Ferraillages des poutres secondaire intermédiaires du niveau terrasse et des étages

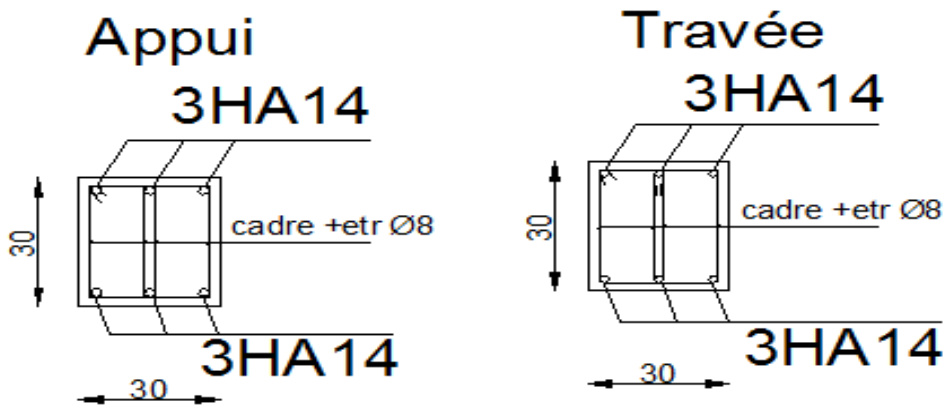


Figure V.4 : Ferraillages des poutres secondaires de rive du niveau terrasse

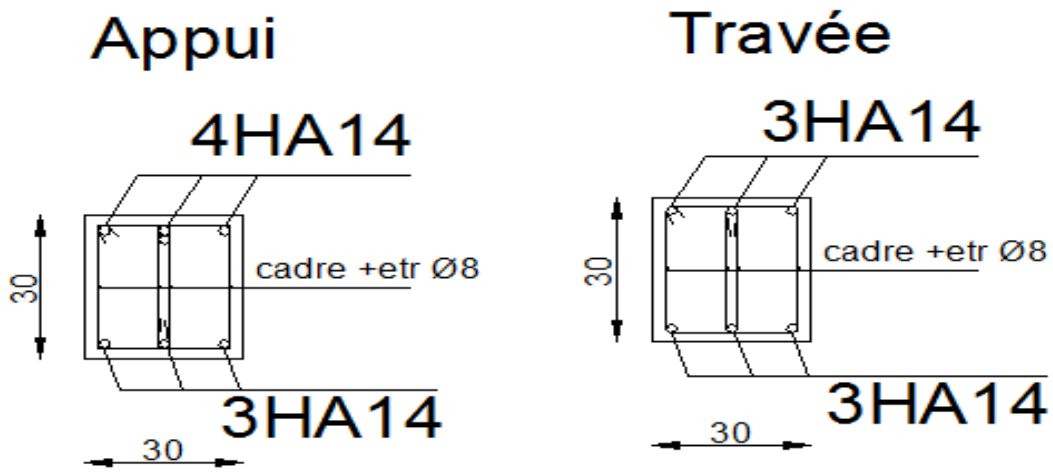


Figure V.5 : Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages

V.4 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.4.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \dfrac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

  - Le diamètre minimum est de 12 mm.
  - La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
  - La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

- he : la hauteur d'étage.

V.4.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

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

- **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.4.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\, L^2 f\, (2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

Tableau V-14: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Sollicit-ation	Valeurs	M_G (kN.m)	Combinaison	e_1 (cm)	e_2 (cm)	e_a (cm)	M_u (kN.m)
30x30 RIVE	N_{max} (kN)	436.20	41.40	1.35G+1.5Q	13.11	1.59	2.00	72.84
	M_{corres} (kN.m)	57.20						
	M_{max} (kN.m)	90.27	28.60	G+Q+Ex	40.61	1.86	2.00	98.84
	N_{corres} (kN)	222.28						
	N_{min} (kN)	249.90	28.50	0.8G-Ey	24.91	1.36	2.00	70.64
	M_{corres} (kN.m)	62.27						
	N_{max} (kN)	394.90	30.55	1.35G+1.5Q	11.85	1.73	2.00	61.52
	M_{corres} (kN.m)	46.80						
	M_{max} (kN.m)	62.40	25.19	G+Q-Ex	20.48	1.28	2.00	72.38
	N_{corres} (kN)	304.64						
	N_{min} (kN)	234.40	22.15	0.8G+Ey	21.18	1.29	2.00	57.35
	M_{corres} (kN.m)	49.65						
35x35 RIVE	N_{max} (kN)	970.50	26.30	1.35G+1.5Q	6.24	1.29	2.00	92.48
	M_{corres} (kN.m)	41.60						
	M_{max} (kN.m)	87.80	22.14	G+Q+Ex	18.20	1.83	2.00	182.36
	N_{corres} (kN)	827.80						

	N_{min} (kN)	640.80	19.70	0.8G-Ey	90.75	0.90	2.00	60.10
	M_{corres} (kN.m)	80.60						
35x35INTERMEDIARE	N_{max} (kN)	1290.60	28.50	1.35G+1.5Q	6.57	1.62	2.00	131.51
	M_{corres} (kN.m)	48.20						
	M_{max} (kN.m)	139.82	23.70	G+Q+Ex	16.80	1.23	2.00	172.35
	N_{corres} (kN)	860.50						
	N_{min} (kN)	526.60	20.90	0.8G+Ex	19.53	1.15	2.00	119.43
	M_{corres} (kN.m)	105.90						

40x40 RIVE	N_{max} (kN)	1494.80	28.50	1.35G+1.5Q	3.89	1.76	2.00	114.35
	M_{corres} (kN.m)	58 .20						
	M_{max} (kN.m)	149.80	23.70	G+Q+Ex	1.72	1.23	2.00	42.89
	N_{corres} (kN)	866.50						
	N_{min} (kN)	426.60	20.90	0.8G+Ey	22.49	1.22	2.00	109.67
	M_{corres} (kN.m)	95.97						
40x40 INTERMEDIARE	N_{max} (kN)	1404.80	23.10	1.35G+1.5Q	3.31	1.89	2.00	101.14
	M_{corres} (kN.m)	46.52						
	M_{max} (kN.m)	107.70	19.70	0.8G-Ex	10.09	1.46	2.00	144.51
	N_{corres} (kN)	1066.50						
	N_{min} (kN)	741.70	17.70	0.8G+Ex	14.04	1.49	2.00	130.02
	M_{corres} (kN.m)	104.14						

V.4.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V-15 : Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU

	Mu (kN.m)	N (kN)	Combinaison	section	M_1 (kN.m)	Ax (cm^2)	Ax choisie
30x30 RIVE	72.84	436.20	1.35G+1.5Q	SPC	12.73	3.6	**4HA12=4.52**
	68.84	222.28	G+Q+Ex	SPC	126.62	4.2	
	70.64	249.90	0.8G-Ey	SPC	10187	4.1	
30x30 INTER	61.52	394.90	1.35G+1.5Q	SPC	110.88	2.5	**4HA12=4.52**
	72.38	304.64	G+Q-Ex	SPC	110.46	3.7	
	57.35	234.40	0.8G+Ey	SPC	86.65	2.9	
35x35 RIVE	92.48	970.50	1.35G+1.5Q	SPC	238.05	2.8	**4HA12=4.52**
	82.36	827.80	G+Q+Ex	SPC	306.53	2.8	
	60.10	640.80	0.8G-Ey	SPC	696.22	2.8	

35x35 INTER	131.51	1290.60	1.35G+1.5Q	SPC	325.1	8.9	**6HA14=9.23**
	172.35	860.50	G+Q+Ex	SPC	301.42	6.8	
	119.43	526.60	0.8G+Ex	SPC	198.42	4.2	
40x40 RIVE	114.35	1494.80	1.35G+1.5Q	SPC	375.94	3.2	**8HA14=12.31**
	42.89	866.50	G+Q+Ex	SPC	127.37	3.2	
	109.67	426.60	0.8G+Ey	SPC	184.32	8.8	
40x40 INTER	101.14	1404.80	1.35G+1.5Q	SPC	346.98	3.2	**3HA14=4.62**
	144.51	1066.50	G+Q+Ex	SPC	33.11	3.2	
	130.02	741.70	0.8G-Ex	SPC	25.98	2.3	

Tableau : V-16 : ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A_X choisie	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$ Finale (cm²)
30x30 Rive	4HA12=4.52	8.1	**8HA12=9.05**
30x30 Inter	4HA12=4.52	8.1	**8HA12=9.05**
35x35 Rive	4HA12=4.52	11.02	**8HA14=12.31**
35x35Inter	6HA14=9.23	11.02	**8HA14=12.31**
40X40 Rive	8HA14=12.31	14.4	**6HA14+2HA16=13.25**
40X40 Inter	3HA14=4.62	14.4	**6HA14+2HA16=13.25**

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T : section entièrement tendue.

V.4.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.
On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . \nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Et il faut vérifier que :

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-17 : vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
30x30 Rive	37.20	290.70	9.05	préj	11.8	68.0	C.V	C.V
30x30 Inter	28.90	308.30	9.05	peu	10.0	-	C.V	-
35x35 Rive	37.93	680.29	12.31	préj	10.4	56.2	C.V	C.V
35x35Inter	27.60	767.30	12.31	peu	9.1	-	C.V	-
40X40 Rive	37.09	894.64	13.25	préj	11.1	95.9	C.V	C.V

40X40 Inter	24.80	1116.33	13.25	peu	10.1	-	C.V	-

Préj : préjudiciable
peu : peu nuisible

V.4.2. Détermination des armatures transversales :

V.4.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.4.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)
Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidental le}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidental le}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.4.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau V-18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combi-naison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA(MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30x30	G+Q-Ex	35.83	0.314	28.22	0.075	1.875	4.32	C.V
35x35	G+Q+Ex	47.21	0.314	24.69	0.075	1.875	4.32	C.V
40x40	G+Q+Ex	46.60	0.243	21.95	0.075	1.875	4.32	C.V

V.4.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

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

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - ➢ Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone IIb.
  - ➢ Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2 , h/2 , 10ϕ_l) en zone IIb.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau V-19 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
30x30	35.83	200.96	8.16	2.5	31.4	courante	15cm	4Ø8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
35x35	47.21	200.96	7.14	2.5	27.2	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
40x40	46.60	314	6.34	2.5	48.5	courante	15cm	4 Ø 10
						nodale	10 cm	4 Ø 10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
30x30	courante	0.382	C.V
	nodale	0.574	C.V
35x35	courante	0.334	C.V
	nodale	0.502	C.V
40x40	courante	0.465	C.V
	nodale	O.697	C.V

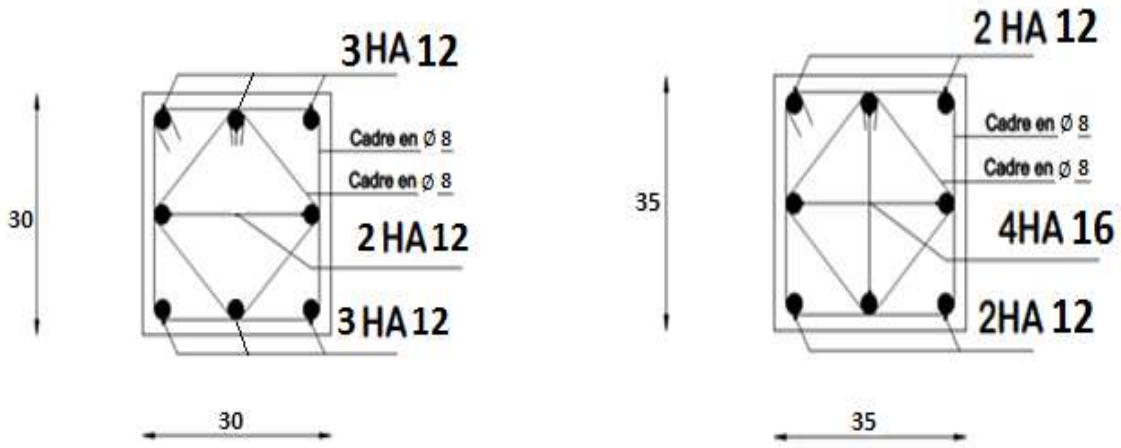


Figure V.6: ferraillage des poteaux (30x30) et (35x35)

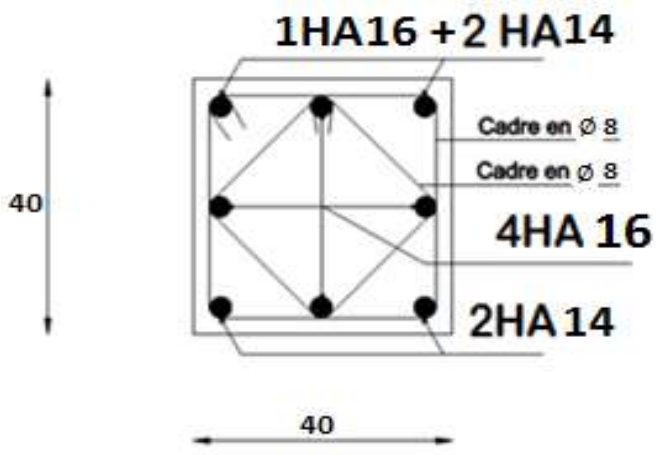


Figure V.6: ferraillage des poteaux (40x40)

V.5 Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

V.5.1. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

- $0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 :** [RPA :7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S≤1.5 a ou **S≤30cm**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

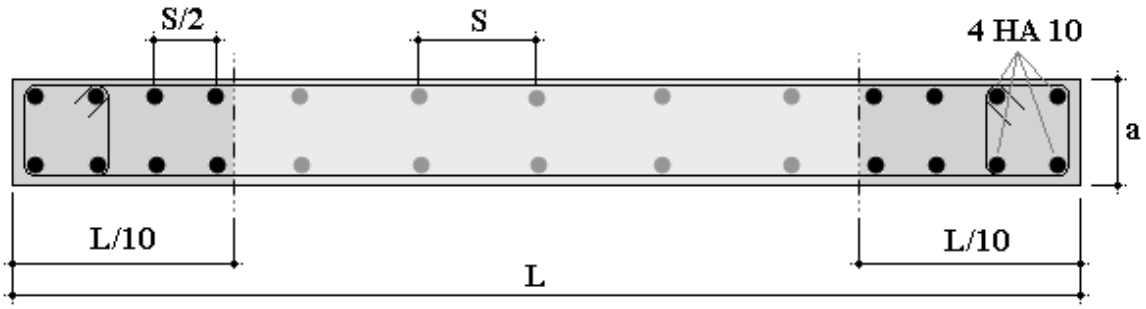


Figure V.7 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5.2. Armatures verticales :

V.5.2.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux§6.4.2.b :
  - 1^{er} cas : N_{max} et son $M_{corres.}$
  - 2^{eme} cas : M_{max} et son N_{corres}.
  - 3^{eme} cas : N_{min} et son M_{corres}
- La section de calcul sera (h x b) avec :

- h : la longueur du voile

❖ b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a b=20cm)

❖ Avec :

$$d \cong \frac{19\,L}{20} \quad \text{et} \quad c = c' = h - d$$

- **<u>Les voiles pleins :</u>**

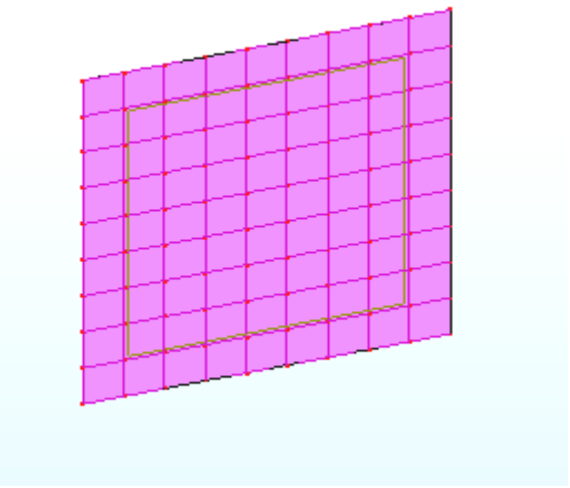


Figure V.8 : voile plein

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

-Sens longitudinale Y : Voile1 **(L=3.15m)** :

Tableau V-20: Ferraillage verticale de voile 1

étage	M (kN.m)	N (kN)	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)	A min (CBA) (cm^2)	A min (RPA) (cm^2)	A adopté (cm^2)
RDC	54.41	366.07	SPC	<0	0	4.72	7.08	2x (18HA12)= 2x20,36
1	37.79	31.72	SPC	<0	0	4.72	7.08	
2	3.05	0.12	SPC	<0	0	4.72	7.08	
3	86.07	307.11	SPC	<0	0	4.72	7.08	
4	113.24	31.72	SPC	<0	0	4.72	7.08	
5	55.62	0.12	SPC	<0	0	4.72	7.08	
6	10.48	373.08	SPC	<0	0	4.72	7.08	

-Sens longitudinale X : Voile 2 **(L=3.10m) :**

Tableau V-21 : Ferraillage verticale de voile 2

NIV	M (kN.m)	N (kN)	Section	Ax (cm²)	Ax' (cm²)	A min (CBA)	A min (RPA)	A adopté (cm^2)
RDC	19.8	1070.36	SPC	<0	0	4.65	6.97	2x (18HA12)= 2x20,36
1	27.60	1214.62	SPC	<0	0	4.65	6.97	
2	4.63	564.21	SPC	<0	0	4.65	6.97	
3	25.20		SPC	<0	0	4.65	6.97	
4	31.80	458.58	SPC	<0	0	4.65	6.97	
5	32.80	230.18	SPC	<0	0	4.65	6.97	
6	6.08	168.76	SPC	<0	0	4.65	6.97	

S.P.C : Section Partiellement Comprimée

V.5.2.b. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

Sv = 20 cm En zone courante

Sv/2 = 10 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

V.5.2.c Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1- c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$ et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-22 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS

Sens	L (m)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Fissuration	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq [\sigma]$
X	3.10	31.49	246.43	préjudiciable	20,36	3.4	101.3	C.V
Y	3.15	37.65	569.46	préjudiciable	20,36	2.6	95.7	C.V

V.5.3. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\ f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\ d}$ avec : $\bar{V}$ =1.4 x V_u

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA :A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3.\frac{Nu}{B.fc28}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V-23 : calcul les armatures horizontales el leurs espacements

Sens	L (m)	Vu (kN)	Combi-naison	τ_b (MPa)	k	A_h (cm²)	S_t (cm)
X	3.15	152.35	G+Q-Ex	0.50	1.26	2T10=1.57	20
Y	3.10	137.22	G+Q+Ey	0.66	1.26	2T10=1.57	20

- **<u>Voiles avec files d'ouvertures</u>:**

Suite à l'exigence d'architecture parfois on a des baies dans l'endroit qui contient des refends, donc on fait les calculs pour un refend avec une ou plusieurs files d'ouvertures.

Le refend avec file d'ouverture (notre cas) est constitué par deux montants appelés trumeaux, et une traverse qui sépare deux ouvertures en élévation, appelée linteau.

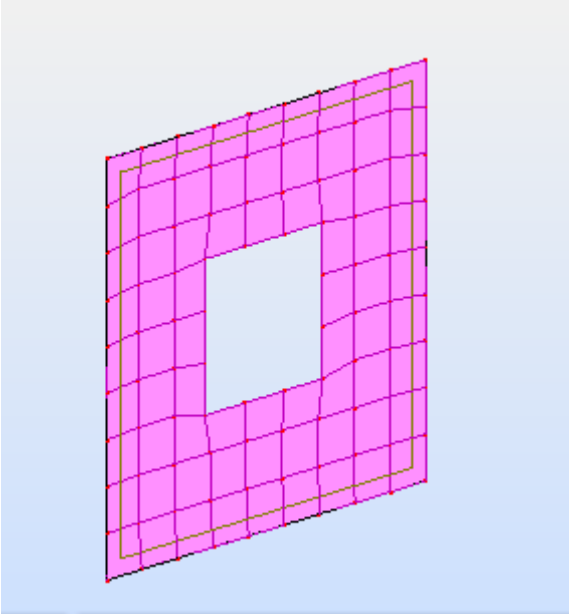


Figure V.9 : Voile avec une seule ouverture

a) - Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec les efforts M et V. On devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

b) - Les trumeaux:

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

- **Caractéristique géométrique :**

Linteau :

Section $B = a \times h$ $i = \frac{ah^3}{12}$

Trumeau :

Section B1 et B2 avec le centre de gravité

G1et G2 :

$B = a.b_1$

$B_2 = a.b_2$

I_1 , I_1 $= Moment\ d'inertie par\ rapport$

Aux c, d ,g G_1 et G_2 $\quad I_1 = \frac{ah^3}{12} \quad I_2 = \frac{ah^3}{12}$

G : c.d.g de la section compose de B1+B2

$I_0 = I_1 + I_2 : somme\ des\ inerties$

$$I_0 = I_0 + B_1.{C_1}^2 \ + \ B_2.\ {C_2}^2$$

I : Le moment d'inertie de la section composée de B1+B2 par rapport à G

- **Etapes de calcul :**

La valeur de $\propto = \omega.H$

Avec H : La hauteur totale du voile (refonde). $\omega^2 = \frac{3\ i\ IC}{\frac{1}{B_1}+\frac{1}{B_2}} = \frac{2\ C\ B_{12}}{B_1+B_2} = 18.32$

$\omega = 4.28$

$\alpha = 87.31 > 10$

Donc le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

a-1- Ferraillage des linteaux

- **Premier cas :** $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$

a-1-1- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule : $A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$

Avec : Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

a-1-2- Aciers transversaux :

❖ **Premier sous cas :** linteaux longs ($\lambda = \frac{l}{h} \succ 1$)

On a : $S \leq \frac{A_t.f_e.Z}{V}$

Où S = espacement des cours d'armatures transversales ;

A_t = section d'un cours d'armatures transversales ;

Z = h - 2d'

V = effort tranchant dans la section considérée (V = 1,4 $V_{u\ calcul}$) ;

L = portée du linteau ;

Deuxième sous cas : liteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \geq \frac{A_t . f_e . l}{V + A_t . f_e}$$

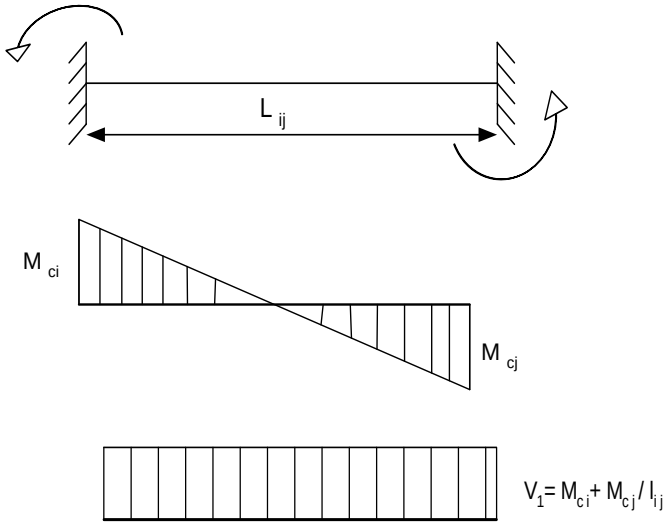
V = min (V$_1$, V$_2$)

V$_2$ = 2V$_{u\ calcul}$ et $V \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M$_{ci}$ et M$_{cj}$ moment « résistante ultime » des sections d'about à gauche et à droit du linteau de portée l$_{ij}$ et calculés par :

$$M_c = A_l . f_e . Z$$

Avec : Z = h -2 d'



- **Deuxième cas :** $\tau_b \succ 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y à lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires**.**

Les efforts (M, N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A$_D$ à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

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

Avec : $tga = \frac{h-2d}{l}$ et V = V calcul (sans majoration)

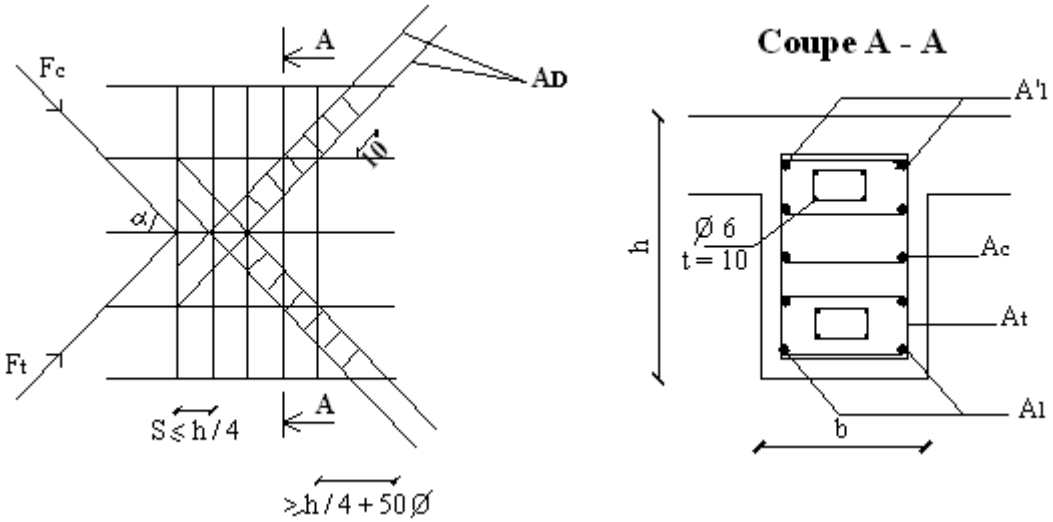


Figure V.10 : Armatures du linteau selon le RPA 99

Ferraillage minimal

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l = A_l, \geq 0{,}0015\ b.h$$

- **Armatures transversales :**

- pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015.b.S$ (0.15%)

- pour $\tau_b \succ 0.025 f_{c28}$ $A_t > 0.0025.b.S$ (0.25%)

a-1-3- Armatures transversales (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%.

$$A_c \geq 0{,}0020\ b.h$$

b) Ferraillage des trumeaux :

b-1- Aciers verticaux :

- Lorsqu' une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit sur 1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ **Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)**

La longueur de recouvrement doit être égale:

✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.

✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

✓ Espacement des armatures verticales et l'horizontale.

$$S_v = S_h \leq \text{Min}[1{,}5a\,;30\text{cm}]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles

$$\emptyset_h = \emptyset_v \leq \frac{a}{10} \quad (\text{a si l'épaisseurdu voile})$$

- Les deux nappes d'armatures devient être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

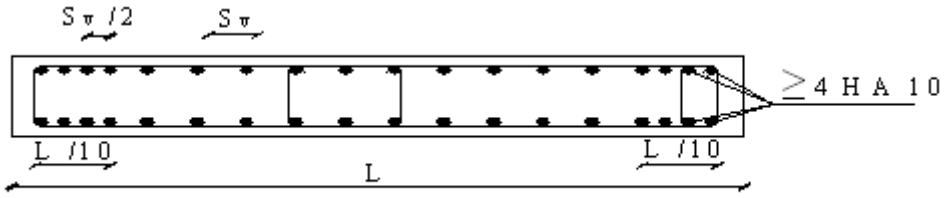


Figure V.11 : disposition des armatures verticales dans les voiles

b-2- Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ. Dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devant être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un encrage droit.

b-3- Ferraillage verticale des trumeaux :

Tableau V-24 : Ferraillage vertical des trumeaux de 1.10 m de longueur

Niveau	a (cm)	N (KN)	M (KN,m)	A calcul (cm^2)	Section	A min (CBA) (cm^2)	A min (RPA) (cm^2)	A adopté (cm^2)
1	15	1288.28	2.53	12.2	SPC	9,2	2.4	2*(8HA12=9.05)
2	15	1127.79	3.77	12.2	SPC	9,2	2.4	
3	15	1127.79	3.77	12.2	SPC	9,2	2.4	
4	15	661.81	4.55	12.2	SPC	9,2	2.4	
5	15	430.03	4.67	12.2	SPC	9,2	2.4	
6	15	3111.27	37.79	12.2	SPC	9,2	2.4	

b-3-1- L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \leq Min\begin{cases} 1{,}5a \\ 30cm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5cm \\ 30cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

- ✓ S_v = 20 cm En zone courante
- ✓ $S_v/2$ = 10 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Avec :

L : la largueur du voile

a : l'épaisseur du voile

b-3-2- Vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS :

Tableau V-25: Vérification des contraintes à l'ELS du trumeau de 1.10m de longueur

Nivea	a (cm)	Nser (KN)	Mser (KN.m)	section	σb (MPa)	σs_1 (MPa)
1	15	186,62	0,13	SEC	0,18	2,98
2	15	465,03	8,47	SEC	0,732	10,2
3	15	599,39	3,79	SEC	0,71	10,5
4	15	88,43	1,31	SEC	0,13	1,82
5	15	171,22	20,05	SPC	0,29	2,77
6	15	149.22	22.36	SPC	0.4	4.00

b-4- Ferraillage horizontale des trumeaux :

Tableau V- 26: Ferraillage horizontal des trumeaux

Voiles	Niv	Vu (KN)	$\overline{V}u$ (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	ϕ_h (mm)	Ah min (cm^2)	A choisie (cm^2)	Sh RPA (cm)	Sh adopte (cm)
longueur 1.10m	1	71,3	99,82	0,33	5	10	12,24	2*(12HA10)	22,5	20
	2	75,03	105,04	0,35	5	10	12,24	2*(12HA10)	22,5	20
	3	40,37	58,8O	0,05	5	10	12,24	2*(12HA10)	22,5	20
	4	34,87	48,82	0,05	5	10	12,24	2*(12HA10)	22,5	20
	5	70,34	98,48	0,11	5	10	12,24	2*(12HA10)	22,5	20
	6	73,30	88,16	0.13	5	10	12,24	2*(12HA10)	22,5	20

C- Calcul du ferraillage des linteaux:

Dans notre cas on a un seul type de linteau sur une fenêtre.

caractéristiques de notre linteau :

La section transversale du linteau est 15 X 86 (cm^2).

d = 0.774 m : la hauteur utile du linteau.

h = 0.86 m : la hauteur du linteau.

b = 0.15m : la largeur du linteau.

On a le linteau, dans un voile de rive.

l = 1.29 m : la portée du linteau

Les calculs de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants.

Tableau V.27: calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux.

NIV	T (KN)	$\overline{T}$ (KN)	τ_b (Mpa)	0.06. f_{c28} (Mpa)	0.0025 f_{c28}	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.025 f_{c}$
1	44.84	62.80	0.51	1.5	0.625	C.V	C.V
2	43.24	60.54	0.49	1.5	0.625	C.V	C.V
3	42.95	60.13	0.49	1.5	0.625	C.V	C.V
4	42.76	59.86	0.48	1.5	0.625	C.V	C.V
5	42.92	60.10	0.49	1.5	0.625	C.V	C.V
6	36.82	51.55	0.42	1.5	0.625	C.V	C.V

Tableau V.28: Calcul d'armatures longitudinales, et les armatures de peau dans les linteaux.

NIV	Sect. (cm^2)	M (KN.m)	T (KN)	Armatures longitudinales					Armatures de peau (cm^2)		Choix	
				CBA93		RPA99						
				A_l (cm)	A_{min} (cm^2	Z (cm)	A_l (cm^2	$A_{l\,min}$ (cm^2	CBA	RPA99 0.2%b	A_l,A_l' (cm^2	A_c (cm^2)
1	15x120	39.50	62.80	1.38	1.38	81	1.97	2.10	2.58	2.8	2T12	2x 3T10
2	15x120	39.43	60.54	1.37	1.38	81	1.91	2.10	2.58	2.8	2T12	2x 3T10
3	15x120	39.57	60.13	1.38	1.38	81	1.89	2.10	2.58	2.8	2T12	2x

												3T10
4	15x120	39.74	59.86	1.39	1.38	81	1.89	2.10	2.58	2.8	2T12	2x 3T10
5	15x120	39.98	60.10	1.39	1.38	81	1.89	2.10	2.58	2.8	2T12	2x 3T10
6	15x120	40.05	51.55	1.40	1.38	81	1.62	2.10	2.58	2.8	2T12	2x 3T10

C.3 Armatures transversales :

les résultats sont résumés dans le tableaux suivant :

Tableau V.29: Vérification du contrainte de cisaillement dans les linteaux.

NIV	T **(KN)**	$\overline{T}$ **(KN)**	τ_b **(Mpa)**	$\overline{\tau}_b$ **(Mpa) CBA93**	$\overline{\tau}_b$ **(Mpa) RPA99**	$\tau_b < \overline{\tau}_b$	**h (cm)**	**L(m)**	**λ_g=l/h**	$\lambda_g > 1$
1	44.84	62.80	0.51	3.26	5	C.V	86	1.20	1.39	C.V
2	43.24	60.54	0.49	3.26	5	C.V	86	1.20	1.39	C.V
3	42.95	60.13	0.49	3.26	5	C.V	86	1.20	1.39	C.V
4	42.76	59.86	0.48	3.26	5	C.V	86	1.20	1.39	C.V
5	42.92	60.10	0.49	3.26	5	C.V	86	1.20	1.39	C.V
6	36.82	51.55	0.42	3.26	5	C.V	86	1.20	1.39	C.V

Tableau V.30: Armature transversales, et leurs espacements dans les linteaux.

Niv	τ_b (Mpa)	A_t	CBA93 S_t (cm)		RPA99 S_t (cm)			Espacement S_t(cm)
			S_{t1} (cm)	S_{t2} (cm)	St=h/4 (cm)	$S_t \leq \frac{A_t.f_e.Z}{T}$ (cm)	$S_t \leq \frac{A_t}{0.0015.b}$ (cm)	
1	0.51	2ø8	40	36.7	21.5	30.31	41.66	15
2	0.49	2ø8	40	36.7	21.5	31.44	41.66	15
3	0.49	2ø8	40	36.7	21.5	31.66	41.66	15
4	0.48	2ø8	40	36.7	21.5	31.80	41.66	15
5	0.49	2ø8	40	36.7	21.5	31.70	41.66	15
6	0.42	2ø8	40	36.7	21.5	37.00	41.66	15

***Recommandation pour les linteaux* :**

- les armatures longitudinales et de peaux doivent être ancrées dans les trumeaux de 35ø (ancrage droit).

$$\text{Ancrage} = \begin{cases} 35 \text{ cm pour les barres de T10.} \\ 45 \text{ cm pour les barres de T12.} \end{cases}$$

- Les armatures transversales doivent être munies crochet à 135° de 8cm de longueur.

VI .1- Introduction:

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. C'est la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI .2- Reconnaissance du sol:

VI.2.1- Nature de la couche de fondation:

Le site étudié est constitue d'une couche de fondation de nature argileuse de couleur grisâtre et peu plastique.

Le sol est de faible humidité, et de faible à moyenne compacité, moyennement compressible, peu gonflant et de moyenne cohésion.

Cette couche est de caractéristiques : $\phi = 13,5°$; $c = 0,53$ bar

VI.2.2- Fondation des ouvrages:

La profondeur d'ancrage est de 2,00 m Par rapport au terrain naturel.

VI.2.3- Stabilité du site:

- Les investigations géotechniques n'ont décèle aucun signe défavorable concernant la stabilité majeur du terrain.
- Aucun niveau d'eau n´a été repéré jusqu´a la profondeur atteinte.
-

VI.2.4- Recommandations:

Afin d'éviter les dommages des travaux ; le laboratoire d'essai géotechnique responsable a recommandé les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles.
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles.
- Prévoir un drainage adéquat afin d'éviter la stagnation des eaux au niveau des fondations.
- Procéder à un dallage périphérique autour de la construction.

VI.3- Fonctions assurées par les fondations:

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.4- Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.5- Calcul des fondations :

A fin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.5.1- Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 2 bar = 0,20 MPa

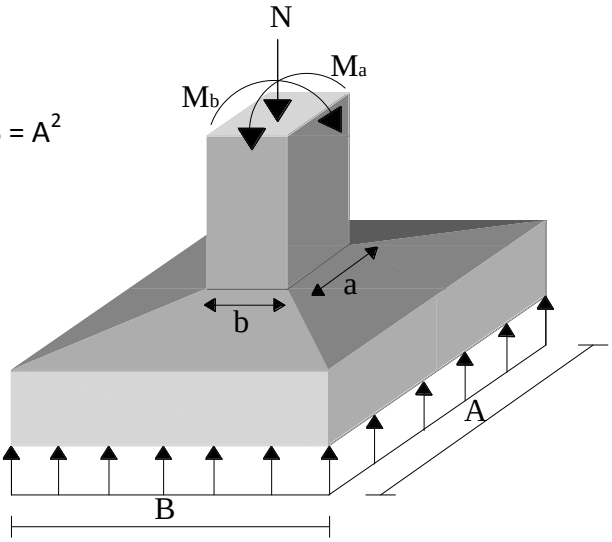


Figure VII.1 : Semelle isolée sou poteau

- **Calcule des semelles isolées :**

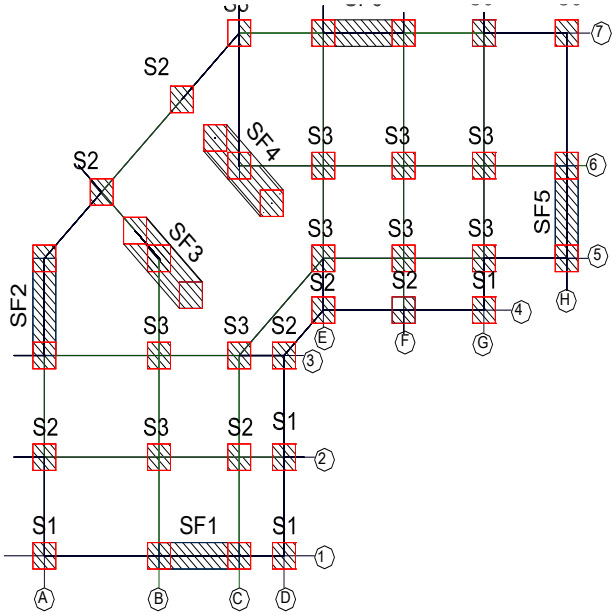


Figure VI.2 : position des semelles filantes et isolées

-**S1 :** semelle isolée type 1 sous poteau (40*40) ;

-**S2 :** semelle isolée type 1 sous poteau (40*40) ;

-S3 : semelle isolée type 1 sous poteau (40*40) ;

-**SF (1, 2, 3, 4,5 et 6)** : semelles filantes sous voile.

On détermine les dimensions A et B pour chaque type de semelle puis on va vérifier leur chevauchement.

D'après le rapport du sol nous avons : **σ_s=2 bar.**

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELS

Semelle	Ni (KN)	M_x ELS	M_Y ELS	A(m)	B(m)	A_{adpot}	B_{adopt}	d	h
S_1	688,06	2.17	1.74	1.84	1.84	2.00	2.00	32.00	50
S_2	926,28	6.16	8.68	2.19	2.19	2.50	2.20	32.00	50
S_3	1799,94	4.63	13.69	2.99	2.99	3.40	3.00	32.00	65

Tableau VI .2: Vérification des contraintes des semelles isolées à l'ELU du bloc A

Semelle	Ni (KN)	M_x ELU	M_Y ELU	бadm (bar)	бsol (bar)	бadm≤бSol
S1	695 .46	2.17	1.74	0.177	2.00	C.V
S2	985,33	6.16	8.68	0.191	2.00	C.V
S3	1820.34	4.63	13.69	0.190	2.00	C.V

- **Vérification du chevauchement entre les semelles isolées :**

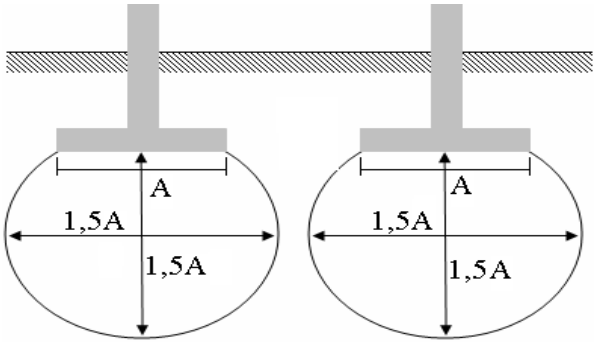


Figure VII -3 : Les bulles de pression

Tableau VII .3 : Vérification du chevauchement des semelles isolées suivant X

	Files	semelles	A(m)	A(m)	1.5x(A+A')/2	L	L≥1.5x(A+A')/2
suivant x	1	-	-	-	-	-	-
	2	S1-S2	2.00	2.50	3.37	1.76	**Chevauchement**
		S2-S3	2.50	3.40	4.24	3.15	**Chevauchement**
		S3-S2	3.40	2.50	4.24	4.50	**NON**
	3	S2-S3	2.50	3.40	4.24	1.76	**Chevauchement**
		S3-S3	3.40	3.40	5.1	3.15	**Chevauchement**
	4	S1-S2	2.00	2.50	3.37	3.15	**Chevauchement**
		S2-S2	2.50	2.50	3.75	3.15	**Chevauchement**
	5	S3-S3	2.00	3.40	5.1	3.15	**Chevauchement**
	6	S3-S3	2.00	3.40	5.1	3.15	**Chevauchement**
	7	S3-S3	2.00	3.40	5.1	3.15	**Chevauchement**

Tableau VI .4 : Vérification du chevauchement des semelles isolées suivant y

	Files	semelles	A(m)	A(m)	1.5x(A+A')/2	L	L≥1.5x(A+A')/2
suivant x	**A**	S1-S2	2.00	2.50	3.37	3.35	**Chevauchement**
	B	S3-S3	3.40	3.40	5.1	345.	**Chevauchement**
	C	S2-S3	2.50	3.40	4.24	3.35	**Chevauchement**
	D	S1-S1	2.00	2.00	3.00	3.15	**NON**
		S1-S2	2.00	2.50	3.37	3.45	**NON**
	E	S2-S3	2.50	3.40	4.24	1 .76	**Chevauchement**
		S3-S3	2.00	3.40	5.1	3.15	**Chevauchement**
		S3-S3	2.00	3.40	5.1	4.50	**Chevauchement**
	F	S2-S3	2.50	3.40	4.24	1 .76	**Chevauchement**
		S3-S3	2.00	3.40	5.1	3.15	**Chevauchement**
		S3-S3	2.00	3.40	5.1	4.50	**Chevauchement**
	G	S1-S3	2.00	3.40	4.05	1.76	**Chevauchement**
		S3-S3	3.40	3.40	5.1	3.15	**NON**

- **Conclusion :** D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2- Semelles filantes :

Dans notre cas on deux types de semelles filante :

- Semelle filante sous plusieurs poteaux.
- Semelle filante sous voile et poteaux.

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

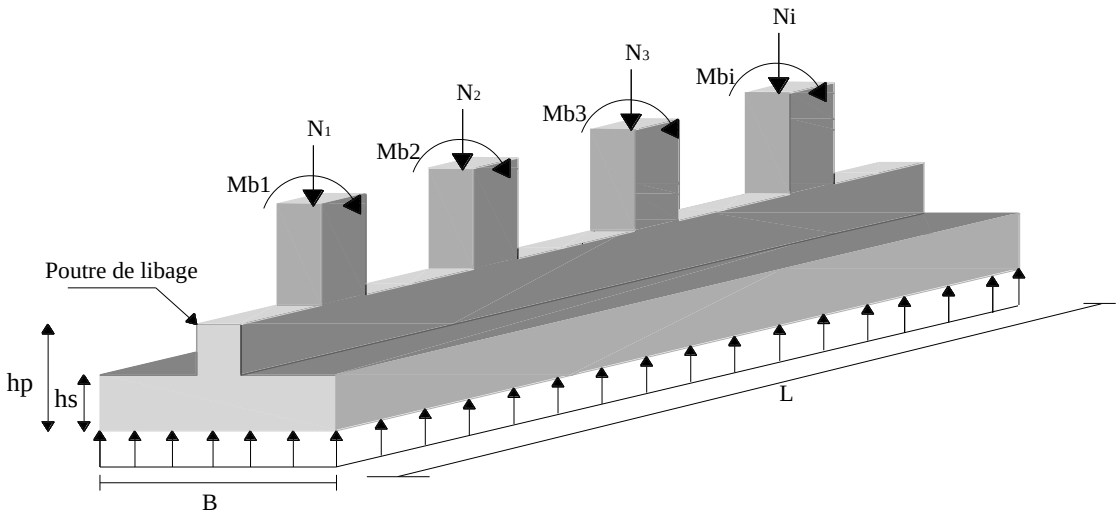


Figure VI.4 : Semelle filante sous poteaux

VI.5.2 a-Dimensionnement de semelles filantes sous poteaux et voiles:

$$\frac{\sum Ni}{B.L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{\sum Ni}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

$\sum Ni$: La somme des efforts normaux sous la semelle filante.

L : La longueur totale de la semelle filante.

B : La largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma}_{sol}$: La contraint du sol.

Les moments sont faibles et négligeable, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

semelle	N $_{ser}$(kn)	N (kn)	Ϭsol	L (m)	B (m)	B(m) choisi	h (cm)
SF1	2500.07	423.74	2.00	5.90	1.45	1.8	50

Vérification de contrainte a L'ELS :

La contrainte est calculée avec la relation suivante **:**

$$\sigma = \frac{N_{ULT} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau VII .6 : Vérification des contraintes des semelles filante à l'ELS du bloc A

Semelle	Ni (KN)	L (m)	B (m)	σadm (bar)	σsol (bar)	σadm≤σSol
SF 1	2500.07	5.90	1.8	2.35	2.00	C.N.V

Conclusion : La contrainte n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la largeur B de la semelle.

Tableau VII .7 : Vérification des contraintes des semelles filante à l'ELS du bloc

Semelle	Ni (KN)	L (m)	B (m)	σadm (bar)	σsol (bar)	σadm≤σSol
SF 1	2592.94	5.90	2.20	2.00	2.00	C.V

Tableau VII .8 : Pré dimensionnement de semelle sous voile et poteaux :

semelle	Combinaison	N (kn)	N (kn)	σsol	L (m)	B (m)	B(m) choisi	h (cm)
SF1	G+Q	3440.03	248.37	2	13.85	1.24	1.50	50
SF2	G+Q	2852.26	265.96		11.10	1.28	1.30	50
SF3	G+Q	2302.4	328.91		7 .00	1.64	1.70	50
SF4	G+Q	2217.2	280.65		7.90	1.40	1.40	50
SF5 (sous joint)	G+Q	4770.19	407.70		11.70	2.03	2.10	60

Vérification de contrainte a L'ELS :

Tableau VII .9 : Vérification des contraintes des semelles filante à l'ELS du bloc A

Semelle	Ni (KN)	L (m)	B (m)	σadm (bar)	σsol (bar)	σadm≤σSol
SF 1	3981,94	13.85	1.50	2.07	2.00	C.N.V
SF2	3094.18	10.10	1.30	2.52	2.00	C.N.V
SF3	2267.22	7.00	1.70	2.18	2.00	C.N.V
SF4	2217.93	7.90	1.40	2.14	2.00	C.N.V
SF5 (sous joint)	4992,89	11.70	2.10	0.198	2.00	C.V

Conclusion : La section prise n'est plus convenable on doit donc augmenter la section de la semelle

Tableau VII .10 : correction de la dimension de la semelle

Semelle	Ni (KN)	B choisie(m)	σadm (bar)	σsol (bar)	σadm≤σSol
SF1	4413.55	1.7	0.187	2.00	C.V
SF2	3508.38	1.80	0.195	2.00	C.V
SF3	2587.67	1.70	0.198	2.00	C.V
SF4	2627.41	1.70	0.196	2.00	C.V

VI.5.2 b Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions et leur espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres

- **Armatures de répartition :**

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ [σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ [σs] = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII .11 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELS

	∑ N ELS/ml (kN)	L(m)	B (m)	A_b (cm²)	Arep (cm²)
SF1	4413.55	13.85	1.00	5.45	2.40
SF2	3508.38	10.10	1.00	6.40	3.06
SF3	2587.67	7.00	1.00	6.32	2.89
SF4	2627.41	7.90	1.00	5.69	2.89
SF5 (sous joint)	4992,89	11.70	1.00	9.55	5.34

Tableau VII .12 : Ferraillage des semelles filantes sous voiles l'ELU

	∑ N ELU/ml (kN)	L(m)	B (m)	A_b (cm²)	Arep (cm²)
SF1	4312.55	13.85	1.00	5.25	2.40
SF2	3206.38	10.10	1.00	6.33	3.06
SF3	2488.66	7.00	1.00	5.30	2.89
SF4	2522.43	7.90	1.00	5.69	2.89
SF5 (sous joint)	4792,88	11.70	1.00	9.50	5.34

Tableau VII .1 3 : Le ferraillage final des filantes sous voiles

	A a finale (cm²)	Arep finale (cm²)	Sa (cm)	Srep (cm)
SF1	5HA12=5.65	6HA10=4.71	15	15
SF2	6HA12=6.79	6HA10=4.71	15	15
SF3	6YHA12=6.79	6HA10=4.71	15	15
SF4	6HA12=6.79	6HA10=4.71	15	15
SF5 (sous joint)	9HA12=10.18	6HA12=6.79	15	15

❖ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence

$$\tau s = 2.8 \text{ MPa}.$$

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \, . \, fe}{4 \, . \, \tau s}$$

Tableau VII .14 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4	A/8(cm)	A/8≤Ls≤ A/4
SF1	1.00	1.70	42.50	42.85	C.V	21.25	C.V
SF2	1.00	1.80	45.00	42.85	C.V	22.50	C.V
SF3	1.00	1.70	42.50	42.85	C.V	21.25	C.V
SF4	1.00	1.70	42.50	42.85	C.V	21.25	C.V
SF5 (sous joint)	1.00	1.70	52.50	42.85	C.V	26.25	C.V

Conclusion : Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.5. 3 Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.5. 3.a : Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- ✓ L : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- ✓ I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p{}^3}{12}$.
- ✓ hp : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}33 \text{ m} \quad \text{on adpote}$$

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ $\sum Ni$: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2).

On a une semelle filante sous quatres poteaux. :

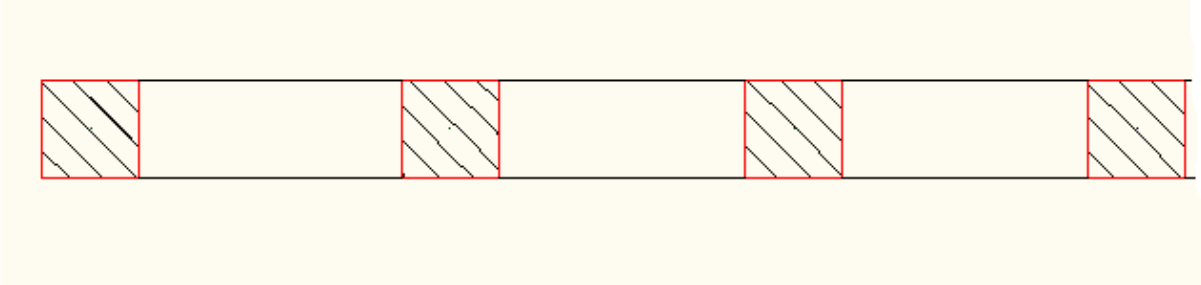


Figure VI.5 : semelle filante sous poteaux

transversalement :

Tableau VI .15 : Détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux

	Le(m)	π /4. Le(m)	d(m)	d≤ π /4. Le	π /2. Le(m)	L max	L max≤ π /2. Le
SF1	2.20	1.73	0.8	C .V	3.46	3.30	C.V

Tableau VI .16 : Dimensionnement et vérification de la semelle filante sous deux poteaux à L'ELS

	N_{max}(kN)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_b (cm)	σ	σ_{adm}	ver
SF5	977.99	1.80	3.425	50	55	0.20	0.196	C.V

Tableau VI .17 : Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement a L'ELS

	N_{ELS}(kN)	A a (cm2)	A a (cm2)	Arep (cm^2)	Arep (cm2)	Sb(cm)	Srep (cm)
SF5	1286.91	20.78	19HA12=21.49	11.81	11HA12=12.44	18.02	19.09

Tableau VI .18: Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement à L'ELU

	N_{ELU}(kN)	A a (cm²)	A b (cm²)	Arep (cm²)	Arep (cm²)	Sb(cm)	Srep (cm)
SF5	1680.63	15.75	14HA12=15.83	8.70	8HA12=9.05	23.75	26.25

longitudinalement :

Détermination des moments l'ELU et l'ELS :

Tableau VI .19 : les efforts à l'ELU et l'ELS

	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
PL1	342.72	288.44
PL2	241.77	196.06
PL3	202.36	160.32

VI.5. 3.b .Détermination des armatures longitudinales l'ELU :

- Calcul des moments :

➢ Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} \; ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI .20 : Ferraillage la poutre de libage l'ELU

		Mu (kN.m)	H(cm)	d(m)	A(cm²)	A' (cm²)	A_{choisi} (cm²)
PL1	**travée**	249.0	70	65	13.42	0	8HA14+2HA12=14.58
	appui	359.7	70	65	20.07	0	10HA16=20.10
PL2	**travée**	185.8	60	55	9.79	0	8HA14=12.32
	appui	258.3	60	55	13.94	0	8HA16=16.08
PL3	**travée**	102.3	60	55	5.29	0	8HA12=9.05
	appui	175.32	60	55	9.25	0	8HA14=12.32

Vérification des contraintes l'ELS :

Tableau VI .21 : Vérification des contraintes la poutre de libage l'ELS

		Mser (kN.m)	A (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	travée	180.32	8.70	10.0	163.43	c.v	c.v
	appui	302.9	14.98	13.7	210.4	c.v	c.v
PL2	travée	93.25	4.39	6.8	72.2	c.v	c.v
	appui	168.9	8.12	9.6	143.2	c.v	c.v
PL3	travée	75.32	3.52	6	62.5	c.v	c.v
	appui	115.32	5.46	7.6	83.6	c.v	c.v

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte PL1(45*70) ; PL2 et PL3 (45*60) .
- ✓ h_p=70 cm< 80 cm, donc il n'ya pas des armatures de peau.

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.6 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.835} = 56.43\ cm$$

$$ls = 56.43\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

Armatures transversales :

- Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=428.56.

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 * d} = \frac{428.56 * 10^3}{450 * 650} = 1.46Mpa \prec 2.5Mpa(C.V)$$

Tableau VI .22: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			At choisi et St choisi	
	τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	At choisi (cm^2)	St choisi (cm)
PL1	1.46	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15
PL2	1.28	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL3	1.15	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15

- **Vérification de la flèche : (CBA93)**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI .23 :Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h (cm)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe
PL1	9.35	70	0.0742	0.0625	0.0692	0.0014	0.0105
PL2	2.85	60	0.215	0.0625	0.0719	0.0009	0.0105
PL3	1.30	60	0.461	0.0625	0.0583	0.0006	0.0105
Vérif	Vérif.1	Vérif.2	Vérif.3				
	C.V	C.V	C.V				

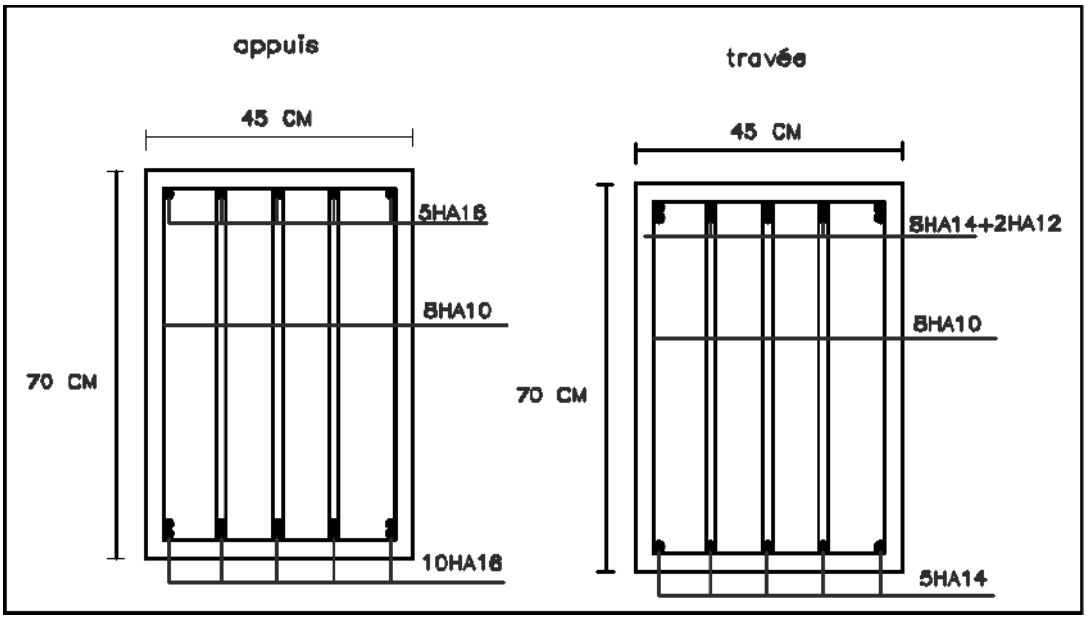


Figure VI.6 : Disposition du ferraillage de la PL1

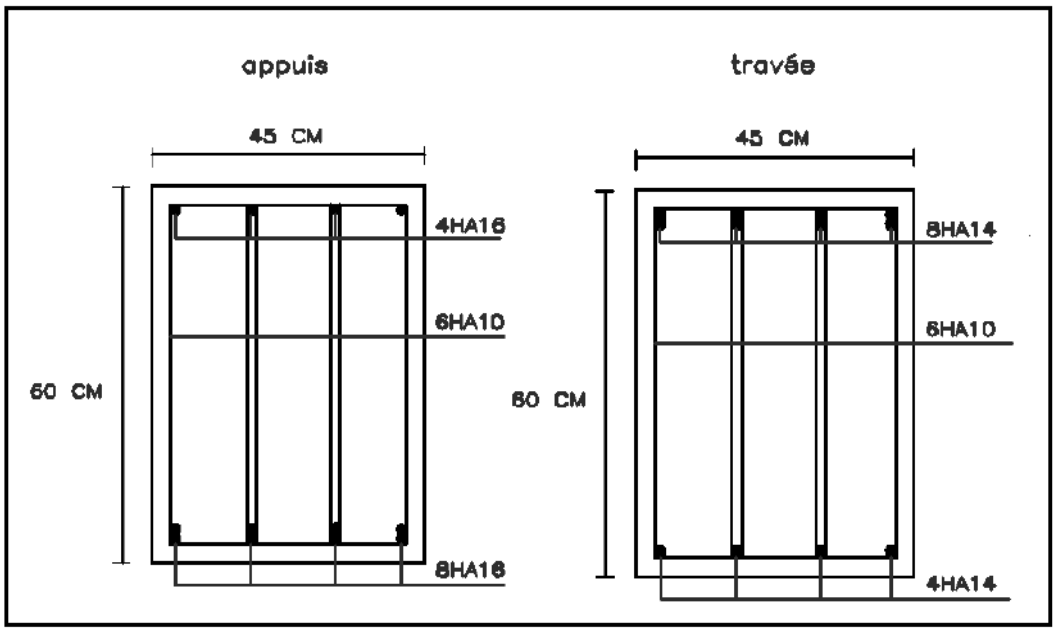


Figure VI.7 : Disposition du ferraillage de la PL2

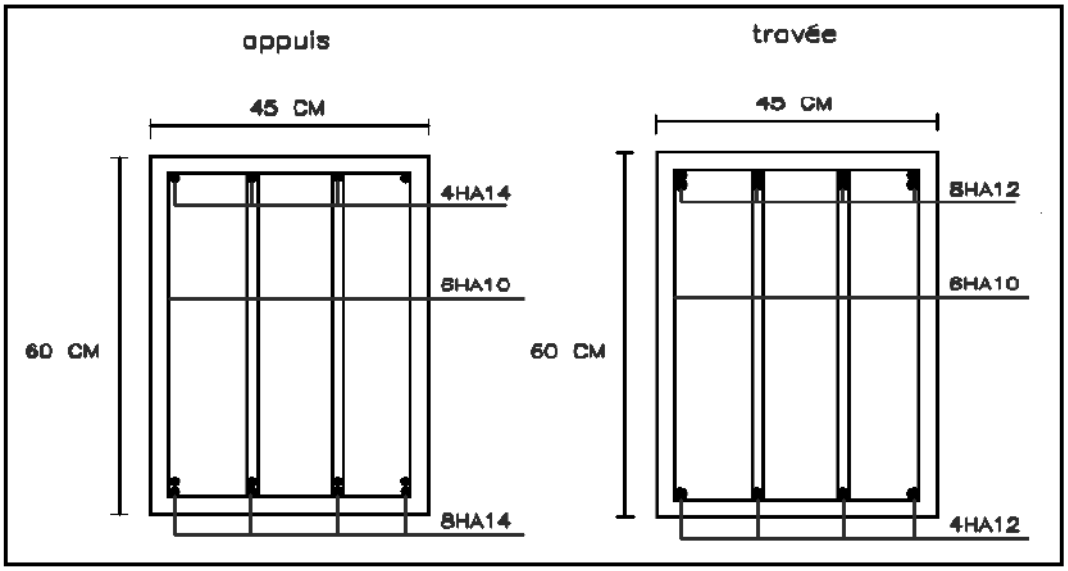


Figure VI.8 : Disposition du ferraillage de la PL3

VI.6. Les longrines :

VI.6.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.6.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_1) et (S_2), (S_3) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte : (b x h) = (**30** x **30**) **cm²**.

VI.6.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \ \text{kN}.$$

- **N** : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

- **α** : coefficient de site en fonction de la zone sismique.
- Dans notre cas : **α = 12 (**Zone IIA**;** SiteS2).

VI.6.4 Ferraillage :

A L'ELU :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{\sigma_s}$

On a : N_u = 1054.57KN

Alors : $A_u \geq \frac{112.88 \text{ X } 10^3}{348} = 324.36 mm^2$

Donc : **A = 3.24 cm²**

➢ **Section minimale donnée par le RPA 99 version 2003**

$A_r \geq 0.6\% B$

Alors : $A_r \geq 0.6\% \times (30x30) \Rightarrow A_r = 5.4 cm^2$

➢ **Condition de non fragilité [1]**

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30 \times 30) \times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.725 cm^2$

On adopte : **A = 6 HA 12 = 6.79 cm²**

➢ Vérification à E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_S \frac{F_{ser}}{A} = \frac{81.49 * 1000}{679} = 120.04 Mpa$

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202 MPa$ Donc $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ condition vérifier.

Donc c'est vérifié.

- **Armatures transversales :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\,\text{mm}$$

$\Rightarrow \varphi_t\ 8\ mm$ Alors en adopte **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

- Espacement :

$$S_t \leq \min\left[20\text{cm}; 15\varphi_l\right] = \min\left[20\text{cm};\ 18\,\text{cm}\right]$$

$$\boldsymbol{s_t = \ 15\ cm}$$

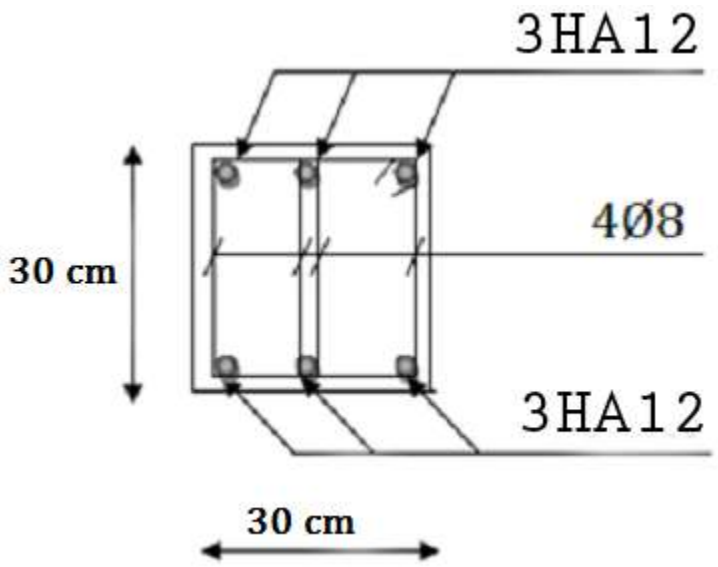


Figure VI.9 : Ferraillage de longrines

Bibliographie

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Conception et calcule des structure e béton «HENRY THONIER ».

Logiciels :

- ROBOT version 23.0
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2009