

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي "برج بوعريريج" – Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم والتكنولوجيا

Département de Génie civile

قسم الهندسة المدني



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Filière : Génie Civil

Option : Structures

THÈME :

Influence des dispositions des voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment en R+4 a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme.

Préparé par :

MESSAOUDI.Lokmane

DAAOU.Larbi

Encadreur : Souki.Esma

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciement :

Après avoir rendu grâce à dieu le tout puissant et le miséricordieux nous tenons à remercier vivement tout ce qui de près ou de loin ont participés a la rédaction de se modeste travail plus particulièrement :

M Souki Esma pour ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail

Tout le Corps professionnel du département qui nous a bénéficié d'une formation pluridisciplinaire adapté aux réalités du génie civil.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail

Enfin est surtout nous tenons à remercier nos chère parent pour leur sacrifice leurs patience leurs encouragement lors de notre vis en général est notre formation en particulier.

Lokmane

Et

Larbi

Dédicace

Je dédie ce modeste travail A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A toute la famille MESSAOUDI et KOUIDRAT.

A tous mes amis.

A tous mes collègues de département de Génie Civil.

A tous ceux qui m'aiment et ceux que j'aime.

Lokmane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A toute la famille DAAOU.

A tous mes amis.

A tous mes collègues de département de Génie Civil.

A tous ceux qui m'aiment et ceux que j'aime.

Larbi

Résumé :

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée, et quatre étages qui contient des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de BOEDJ BOU ARRERIDJ, classé en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ROBOT 2018).

L'objectif de ce travail est de voir l'influence de changement de la disposition de voile et leur importance au comportement dynamique et assurer la stabilité et la résistance structurelle.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99 et RPA 99 version 2003, a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composé d'une semelle isolée et filante.

Mots clés:

Béton armé, Bâtiment, ROBOT analyse structurelle, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

المخلص:

المبنى الذي تتم دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق أرضي وأربعة طوابق مخصصة لبنايات سكنية ، تم إنجازها بولاية برج بوعريريج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA) نسخة 2003.

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد ، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة ، الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج (ROBOT(2018).

الهدف من هذا العمل هو رؤية تأثير تغيير أماكن الجدران و أهميته للسلوك الديناميكي و ضمان الاستقرار والقوة الهيكلية.

تحديد الأبعاد والتسليح لكل العناصر المقاومة للبناية صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(91 BAEL المعدل في 99 و (RPA) نسخة 2003 .

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساسات معزولة و موحدة .

الكلمات المفتاحية:

نسخة RPA 2003 معدلة في 99 ، BAEL91 ، ROBOT الخرسانة المسلحة ، العمارة ، التحليل الهيكلي

Abstract:

The building, studied in this memory ,the ground floor and the four floors contains residences who will be established in the wilaya of Bordj Bou Arreridj, Classified in zone IIa according to the Algerian earthquake resistant regulations (RPA99 version 2003).

The stability of this work is ensured by the beams, and the columns and the walls.

The study and the analysis of this plan have been established by software (ROBOT 2018).

The objective of this work is to see the influence of changing the places of the walls and their importance to dynamique behavior and ensure stability and structural strength.

The calculation of dimensions and the reinforcement of the all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strength to knowing (BAEL 91 edit 99, RPA99-version 2003) has been done manually.

The foundation system is consisted by insulated and running insole.

Key words:

Reinforced concrete, Building, ROBOT structural analyses, RPA99-version 2003, BAEL 91 edit 99.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.	
I-1 : Introduction.....	2
I-2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I-3 : Conception de la structure	2
I-4 : Caractéristiques géotechniques du sol.....	3
I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I-5-1 : Béton	3
I-5-2 : Aciers	6
I-6 : Méthodes de calcul.....	9
I-7 : Hypothèse de calcul	10
I-8 : Les règlements à respecter	10
I-9 : Les logiciels utilisés	10
I-10 : Conclusion	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.	
II-1 : Introduction	11
II-2 : Pré-dimensionnement.....	11
II-2-1 : Les planchers	11
II-2-2 : Les poutres	13
II-2-3 : Les poteaux	15
II-2-4 : Les voiles	15
II-2-5 : Escaliers	17
II-3 : Charges et surcharges.....	18
II-3-1 : Charges permanentes G	18
II-3-2 : Surcharges d'exploitations Q	22
II-3-3 : Tableau récapitulatif des charge G et Q.....	23
II-4 : Descente des charges.....	23
II-4-1-Loi de dégression des charges.....	23
II-4-2 : récapitulation de l'ensemble des descentes de charge.....	24
II-5 : Vérification de la section des poteaux.....	33
II-6 : Conclusion.....	34

SOMMAIRE

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.

III.1 : Introduction	35
III.2 : ACROTÈRE.....	35
III-2-1 : Calcul des sollicitations	36
III-2-2 : Ferrailages.....	36
III-2-3 : schématisation du ferrailage	39
III-3 : Les balcons.....	39
III-3-1 : Évaluation des charges.....	40
III-3-2 : Calcul du ferrailage.....	41
III-3-3 : Schéma de ferrailage.....	43
III-4 : Les escaliers	43
III-4-1 : étude des escaliers	43
III-4-1-1: Calcul des escaliers	43
III-4-1-2: Calcul des armatures	44
III-4-1-3: Schématisation du ferrailage	49
III-4-2 : Etude de la poutre palière.....	50
III-4-3 : Dessin de ferrailage de la poutre palière	55
III-5 : Conclusion	55

Chapitre IV : études des Planchers.

IV-1 : introduction.....	56
IV-2 : Choix de la méthode de calcul	56
IV-2-1 : Méthode forfaitaire	57
IV-2-2 : Méthode de Caquot.....	58
IV-3 : Etude des poutrelles	59
IV-3-1 : Diagramme des efforts	62
IV-3-2 : Ferrailage des poutrelles (ELU)	64
IV-3-3 : Calcul des armatures transversales	64
IV-3-4 : Ferrailage en travée	65
IV-4 Les vérifications	65
IV-4-1 : Vérification à ELS selon BAEL 91 en appui	65
IV-4-2 : Justification vis-à-vis du cisaillement (ELU)	67

SOMMAIRE

IV-5 : vérification de flèche	67
IV-6 : Schéma de ferrailage	70
IV-7 : Ferrailage de la dalle de compression	71
IV-8 : Ferrailage de la dalle de compression	72
IV-9 : Conclusion.....	72

Chapitre V : étude dynamique.

V-1 : Introduction.....	72
V-2 : Méthode statique équivalente	72
V-2-1 : Condition d'application de la méthode statique équivalente	72
V-2-2: Calcul de la force sismique totale	73
V-3 : Spectre de réponse de calcul	77
V-4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par l'ROBOT	80
V-4-1 : périodes de vibration et taux de participation des masses modales	80
V-4-2 : Comportement dynamique de la structure	84
V-5: Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	85
V-5-1 : Justification de l'interaction voiles-portiques	85
V-5-2 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base	86
V-5-3 : Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages	86
V-5-4 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	89
V-5-5 : Vérification de l'effort normal réduit	91
V-5-6 : Effets de la torsion accidentelle.....	92
V-6 : conclusion.....	92

Chapitre VI : Etudes des éléments structuraux.

VI-1 : Introduction.....	94
VI-2 : étude des poteaux.....	94
VI-2 -1 : Spécifications pour les poteaux.....	94
VI-2 -2: Sollicitations de calculs.....	95
VI-2 -3 : Ferrailage du poteau.....	95
VI-2 -4 : Vérifications	100
VI-2 -5 : Schéma du ferrailage des poteaux	102

SOMMAIRE

VI-3 : Ferrailage des poutres	103
VI-3-1 : Combinaisons des charges	103
VI-3-2 : Spécifications vis-à-vis au ferrailage des poutres.....	103
VI-3-3 : ferrailage des poutres.....	104
VI-3-4 : Vérification à L'ELS	105
VI-3-5 : Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U)	107
VI-3-6 : Récapitulation des résultats du ferrailage.....	108
VI-3-7 : Schémas du ferrailage.....	109
VI-4 : Etude des voiles	113
VI-4-1 : Combinaisons des charges.....	113
VI-4-2 : Les recommandations	113
VI-4-3 : Calcul des sollicitations	115
VI-4-4 : Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications	116
VI-4-5 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical	118
VI-4-6 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage Horizontal	120
VI-4-7 : Schéma du ferrailage	121
VI-5 : Conclusion	125

Chapitre VII : étude de l'infrastructure.

VII-1 : introduction.....	125
VII-2 : choix de type des fondations.....	125
VII-2-1 : Caractéristiques géotechniques du sol	126
VII-3: Pré-dimensionnement	126
VII -4 : Etude des semelles isolées.....	127
VI-4-1 : Les sollicitations	127
VI-4-2 : Vérification de la contrainte de sol.....	127
VI-4-3 : Condition de rigidité.....	128
VI-4-4 : Condition de poinçonnement.....	128
VI-4-5 : Ferrailage des semelles isolées.....	129
VI-4-6 : Schéma de Ferrailage	130
VII -5 : Semelles filantes	131
V-5-1 : Hypothèse de calcul	131
V-5-2 : Etape de calcul	131

SOMMAIRE

V-5-3 : Vérification au non poinçonnement	131
V-5-4 : Ferrailage des semelles filantes	132
VII -6 : Etude de la poutre de libage	133
VII -7 : La longrine	135
VII -8 : Schématisation du ferrailage	136
VII -9 : Conclusion	137
Conclusion générale.....	138

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I-1: caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
Tableau I-2: Dosage et composition du béton	4
Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers	7

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau.II-1 : Tableau récapitulative	12
Tableau II-2 : Charge permanente du plancher terrasse	19
Tableau II-3 : Charge permanente du Plancher courant	19
Tableau II-4 : chargement du mur extérieur	20
Tableau II-5 : Balcon accessible.....	21
Tableau II-6 : récapitulation des charges et surcharges.....	23
Tableau II-7 : Dégression des charges d'exploitation	24
Tableau II-8 : descente de charge sur le poteau d'angle	27
Tableau II-9 : descente de charge sur le poteau de rive	30
Tableau II-10 : descente de charge sur le poteau central.....	32

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III-1 : Sollicitation sur l'acrotère.....	36
Tableau III -2 : Sollicitations du balcon.....	40
Tableau III -3 : Résultats du calcul du ferrailage des escaliers.....	44
Tableau III -4 : Calcule des Sollicitations de la poutre palière	50

CHAPITRE IV :

Tableau IV-1 : Calcule des efforts internes (M ; V) a L'ELU.....	59
Tableau IV-2: Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELS.....	61

CHAPITRE V : Etude dynamique.

Tableau V-1 : Coefficient d'accélération de zone A	74
Tableau V-2 : calculs du facteur de qualité Q.....	76
Tableau V-3 : période et participation des masses donnée par ROBOT	80
Tableau V-4 : période et participation des masses donnée par ROBOT	82
Tableau V-5 : période et participation des masses donnée par ROBOT	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-6 : résultats des efforts donnés par ROBOT.	85
Tableau V-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	86
Tableau V-8 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position III.....	87
Tableau V-9 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position III.....	87
Tableau V-10 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position II.....	87
Tableau V-11 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position II.....	88
Tableau V-12 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position I.	88
Tableau V-13 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position I	88
Tableau V-14 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position III Sens x-x.....	89
Tableau V-15 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position III Sens y-y.....	89
Tableau V-16 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position II Sens x-x	90
Tableau V-17 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position II Sens y-y	90
Tableau V-18 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position I Sens x-x	90
Tableau V-19 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position I Sens y-y	91
Tableau V-20 : vérification de l'effet de torsion	92

CHAPITRE V : Calcul des éléments structuraux.

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations sur les poteaux dans toutes les Dispositions des voiles au niveau RDC	96
Tableau VI-2 : récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux dans toutes les Dispositions des voiles	99
Tableau VI-3 : vérification des contraintes	100
Tableau VI-4 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition III.....	101
Tableau VI-5 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition II.....	101
Tableau VI-6 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition I	101
Tableau VI-7 : résultats du calcul de ferrailage sur appuis	105
Tableau VI-8 : récapitulation du ferrailage des poutres en disposition III.....	108
Tableau VI-9 : récapitulation du ferrailage des poutres en disposition II	109
Tableau VI-10 : récapitulation du ferrailage des poutres en disposition I.....	109
Tableau VI-11 : les sollicitations des voiles pour la disposition III	115
Tableau VI-12 : les sollicitations des voiles pour la disposition II.....	115
Tableau VI-13 : les sollicitations des voiles pour la disposition I.....	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI-14 : ferrailages verticaux des voiles en disposition III.....	119
Tableau VI-15 : ferrailages des voiles en disposition II.....	119
Tableau VI-16 : ferrailages des voiles en disposition I.....	120
Tableau VI-17 : ferrailage horizontal des voiles en disposition III.....	120
Tableau VI-18 : ferrailage horizontal des voiles en disposition II.....	121
Tableau VI-19 : ferrailage horizontal des voiles en disposition I.....	121

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VII-1 : Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S.....	127
Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.....	129
Tableau VII-3 : Ferrailage de la semelle isolée.....	129
Tableau VII-4 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	133
Tableau VII-5 : ferrailage inferieur de la poutre de libage.....	133
Tableau VII-6 : ferrailages supérieurs de la poutre de libage.....	134
Tableau VII-7 : récapitulation du ferrailage des poutres de libage.....	135

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Diagramme Contrainte déformations du béton.....	5
Figure I.2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).....	5
Figure I.3: Loi de comportement de l'acier.....	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier	8
Figure I.5 : règle des trois pivots.....	9

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.

Figure II-1 : caractéristiques géométriques du plancher	12
Figure II-2 : Les poutres.....	14
Figure II-3 : Coupe de voile en élévation	16
Figure II-4 : Coupe de voile en plan.	16
Figure II-5 : présentation des différents éléments des escaliers.....	17
Figure II-6 : escalier	17
Figure II-7 : Plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure II-8 : Plancher étage courant.....	19
Figure II-9 : Mure extérieur	20
Figure II-10- dimensions de l'acrotère.....	20
Figure II-11 : Balcon.....	21
Figure II-12 : Poteau d'Angle.....	24
Figure II-13 : Poteau de rive	27
Figure II-14 : Poteau central	30

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III -1: coupe verticale de représentant les dimensions et les sollicitations de L'acrotère.....	36
Figure III -2 : Schémas de ferrailage de l'acrotère	39
Figure III-3 : Présentation des dimensions du balcon.....	39
Figure III-4 : sollicitation exercée sur le balcon	39
Figure III-5 : Schéma de ferrailage du balcon	43
Figure III-6 : schéma statique de l'escalier.....	43
Figure III -7 : la charge équivalente.....	44
Figure III-8 : schéma de ferrailage de la première volée (RDC)	49

LISTE DES FIGURES

Figure III-9 : schéma de ferrailage de la deuxième volée (RDC).....	49
Figure III-10 : Diagramme des sollicitations – E.L.U-.....	51
Figure III-11 : schéma de ferrailage de la poutre palière.....	55
CHAPITRE IV : Etudes des Planchers.	
Figure IV-1 : Schéma statique de la coupe de plancher	56
Figure IV-2 : Schéma de poutrelle (6 travée)	59
Figure IV-3 : diagramme des moments a l'ELU	62
Figure IV-4 : diagramme des efforts tranchant a l'ELU.	62
Figure IV-5 : diagramme des moments a l'ELS	63
Figure IV-6 : diagramme des efforts tranchant a l'ELS.....	63
Figure IV-7 : ferrailage de la nervure en travée	70
Figure IV-8 : ferrailage de la nervure sur appuis	71
Figure IV-9 : ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression.....	72
CHAPITRE V : Etude dynamique.	
FigureV-1 : spectre de réponse de la disposition I en zone IIa.....	77
FigureV-2 : spectre de réponse de la disposition II en zone IIa	78
FigureV-3 : spectre de réponse de la disposition III en zone IIa	78
FigureV-4 : Disposition I des voiles.....	79
FigureV-5 : Disposition II des voiles.....	79
FigureV-6 : Disposition III des voiles	80
FigureV-7 : vue de la modélisation de la structure par le logiciel ROBOT	81
FigureV-8 : translation suivant x-x.....	84
FigureV-9 : translation suivant y-y.....	84
FigureV-10 : rotation suivant z-z	85
CHAPITRE VI : Etude des éléments structuraux.	
Figure VI-1 : Ferrailage du poteau en Disposition III.....	102
Figure VI-2 : Ferrailage du poteau en Disposition II.....	102
Figure VI-3 : Ferrailage du poteau en Disposition I	102
Figure VI-4 : Poutres principales disposition III.....	109
Figure VI-5 : Poutres principales disposition II	110
Figure VI-6 : Poutres principales disposition I	110

LISTE DES FIGURES

Figure VI-7 : Poutres secondaire disposition III	111
Figure VI-8 : Poutres secondaire disposition II	111
Figure VI-9 : Poutres secondaire disposition I.....	112
Figure VI-10 : Dispositions règlementaires du ferrailage vertical.....	114
Figure VI-11 : ferrailage du voile V_x en disposition I.....	122
Figure VI-12 : ferrailage du voile V_y en disposition I.....	122
Figure VI-13 : ferrailage du voile V_x en disposition II.	123
Figure VI-14 : ferrailage du voile V_y en disposition II	123
Figure VI-15 : ferrailage du voile V_x en disposition III	124
Figure VI-16 : ferrailage du voile V_y en disposition III	124
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure.	
Figure VII-1 : Schéma d'une semelle filante	126
Figure VII-2 : Disposition des armatures d'une semelle isolée	130
Figure VII-3 : ferrailage de la semelle filante SF1	136
Figure VII-4 : ferrailage de la semelle filante SF2.	136
Figure VII-5 : ferrailage de la semelle filante SF3	136
Figure VII-6 : ferrailage de la longrine.....	137

LISTE DES SYMBOLES

A : section d'acier
A_i : armature inférieure
A.N : axe neutre
A_s : armatures supérieures
A_t : section d'armatures transversales
A' : section d'acier comprimé
A_{max}, A_{min} : section d'aciers maximale et minimale
A_{ser} : section d'aciers à l'état limite de service
A_u : section d'aciers à l'état limite ultime
B_r : section réduite d'un poteau
B : aire de béton
E.L.S : état limite de service
E_s : module d'élasticité de l'acier
E.L.U : état limite ultime
I : moment d'inertie
G : action permanente
M : moment fléchissant
Ma : moment sur appui
d : hauteur utile d'une section
M_{ser} : moment fléchissant à l'E.L.S
M_t : moment fléchissant en travée
N : effort normal
M_u : moment fléchissant à l'E.L.U
N_{ser} : effort normal de service
N_u : effort normal ultime
Q_B : charge d'exploitation
P : charge concentrée
V : effort tranchant
ab : dimension en plan d'un poteau
b : largeur d'une table de compression
c ou c' : enrobage des armatures
V_u : effort tranchant à l'E.L.U
b₀ : largeur d'une section en T
M_{lu} : moment fléchissant limite à l'E.L.U,
d' : distance des aciers comprimés à la fibre la plus comprimée de béton
f_{bu} : résistance de calcul du béton en compression à l'E.L.U
f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours d'âge
f_{tj} : résistance à la traction du béton à j jours d'âge
f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28} : résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge
e : excentricité
f : flèche
f_e : limite d'élasticité de l'acier
h : hauteur totale d'une section
i : rayon de giration
h₀ : hauteur d'une table de compression
l_f : longueur de flambement,

LISTE DES SYMBOLES

- l_r : longueur de recouvrement
 $n = 15$: coefficient d'équivalence
 β : coefficient de flambement des poteaux
 q : charge uniformément répartie (E.L.S ou E.L.U)
 η : coefficient de fissuration
 S_t : espacement des d'armatures transversales
 γ_s : coefficient partiel de sécurité pour les aciers
 γ_b : coefficient partiel de sécurité pour le béton
 ϵ_{bc} : raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
 ϵ_s : allongement relatif des aciers tendus
 λ : élancement géométrique
 θ : coefficient de la durée d'application des charges
 μ_{bu} : moment agissant réduit à l'E.L.U
 μ_{lu} : moment fléchissant limite réduit à l'E.L.U
 ν : coefficient de poisson
 σ_{bc} : contrainte de compression du béton
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton comprimé à l'E.L.S
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à l'E.L.S
 σ_s : contrainte de traction de l'acier,
 τ_{lim} : contrainte tangente limite
 τ_{su} : contrainte d'adhérence limite
 τ_s : contrainte d'adhérence moyenne
 Φ : diamètre d'une barre d'acier
 Φ_l : diamètre d'une barre d'acier longitudinale
 Φ_t : diamètre d'une barre d'acier pour armatures d'âmes

Introduction générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays du monde et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, on se propose dans le présent projet d'étudier un bâtiment comportant un RDC, quatre étages, sous pente en béton armé implanté en zone de moyenne sismicité (BORDJ BOU ARRERIDJ), dont le **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton** arme en zone IIa constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments (tel que les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les balcons).
- Le quatrième chapitre présente le calcul des planchers.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. . L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2018.
- Le sixième chapitre présente l'étude des éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles).
- . - Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2018 est présenté dans le cinquième chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE

I

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage :

I- 1 : Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Pour cela notre travail portera sur l'étude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation et implanté à **BORDJ BOU-ARRERIDJ**, classée par le règlement parasismique algérien « RPA 99 VERSION 2003 » comme une zone de sismicité moyenne « **zone II a** ». et en un site ferme (S2), le contreventement est assuré par un système des voiles porteurs.

I-2 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

-Longueur totale (m)	23.34
- Largeur totale (m)	10.85
- Hauteur totale avec l'acrotère (m)	16.00
- Hauteur d'étage courant (m)	3.06
- Hauteur de R.D.C. (m)	3.06

Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I-3 : Conception de la structure :

➤ Le Contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles

➤ Plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

➤ Les escaliers :

L'accès aux étages supérieur s'effectué par :

- Escaliers à paillasse adjacentes et escaliers à paillasse orthogonales.

➤ Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de **15cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide d'air de **5cm** d'épaisseur. Les murs intérieurs (cloisons) sont constitués d'une paroi simple de **10cm** d'épaisseur.

➤ Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers

I-4 : Caractéristiques géotechniques du sol :

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

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2.6$ bars
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte, en particulière, des caractéristiques, physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractères des matériaux concernent :

- ✓ Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissement).
- ✓ Les diagrammes déformations contraintes.

I-5-1 : Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

D'après le (C.B.A article A.2.1.1.1) , un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge 28 jours, dite valeur caractéristique requise, est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifiée qu'elle est atteinte

• Composition du béton :

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à « **25 MPa.** »

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 l	400 l	8 sacs	180 l
Poids (Kg)	1200	600	400	180

Tableau.I.2 : Dosage et composition du béton.

• La résistance caractéristique du béton :

La résistance à la compression d'après le **C.B.A 93 [A-2-1-1-1]** est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

➤ Compression : $f_{c28} = 25$ MPa « pour j = 28 jours ».

➤ Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa

• Module de déformation longitudinale du béton :

• Déformations instantanées « E_{ij} » **C.B.A.93 [A.2.1.2.1]**.

➤ Module instantané : $E_i = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195$ MPa. pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

• Déformations différées « E_{vj} » **C.B.A.93 [A.2.1.2.2]**.

➤ Module différé : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9$ MPa. pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

• Contraintes limites :

- l'ELU **C.B.A 93 [A.3.3.2]** :

La résistance de calcul notée f_{bu} est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} = 14,16 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.
- $\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.
- Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

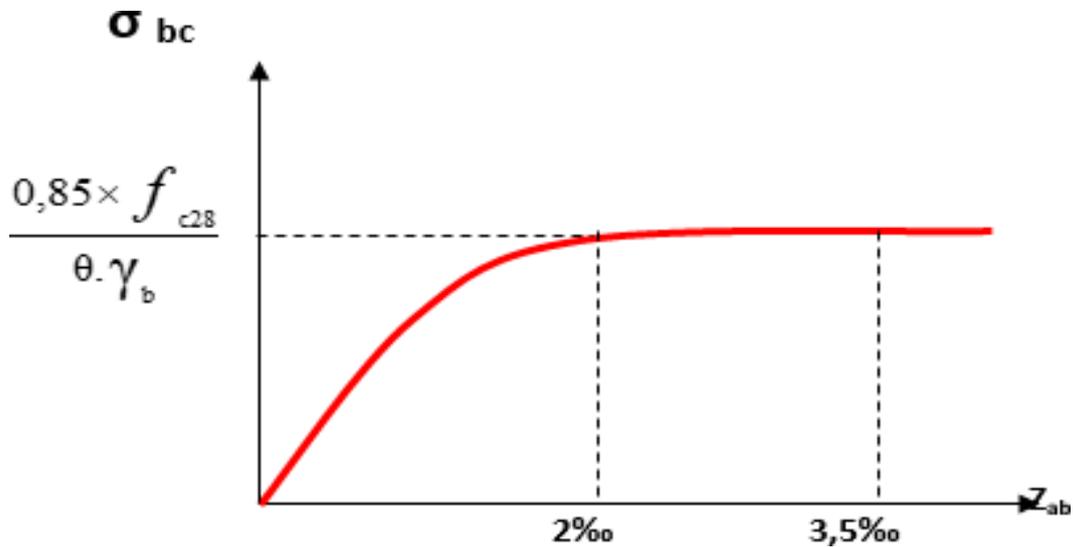


Figure I.1 : Diagramme Contrainte déformations du béton. C.B.A.93

- l'ELS :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS à $j = 28$ jours :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

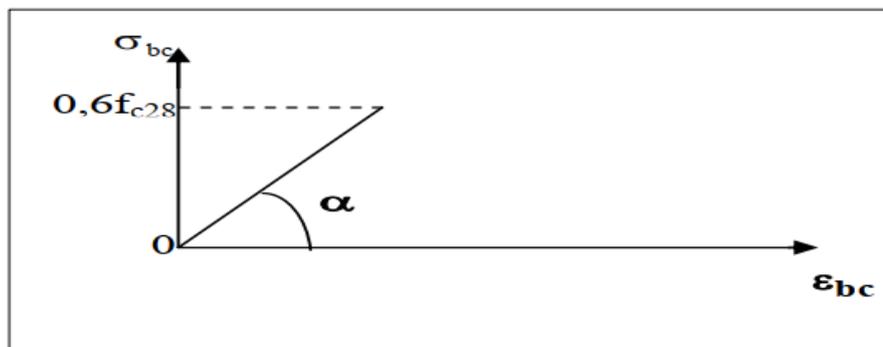


Figure I.2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS). C.B.A.93

• **Coefficient de Poisson C.B.A [A.2.1.3] :**

Coefficient de Poisson est pris égal à 0.2 pour les déformations, et à 0 pour le calcul des sollicitations.

Pour les justifications aux états limites de service $\nu = 0.2$, et $\nu=0$ pour les états limites ultimes.

• **Module de déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson ; } \begin{cases} \nu = 0 \dots \dots \dots ELU \\ \nu = 0.2 \dots \dots \dots ELS \end{cases}$$

• **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

➤ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

I-5-2 : Aciers :

Les armatures en acier ont pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées.

• **Prescriptions générales :**

- Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité f_e .
- Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200.000MPa.

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient de Fissuration	Coefficient de Scellement (ψ)
Acier En Barre	Rond lisse FeE235	R.L	235	410-490	22	1	1
	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier En Treillis	Treillis Soudés (T.S) TL520 ($\Phi < 6$)	T.S	520	550	8	1,3	1

Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Le module d'élasticité est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa . Le diagramme contrainte-déformation des armatures est défini comme mentionné sur la figure suivante :

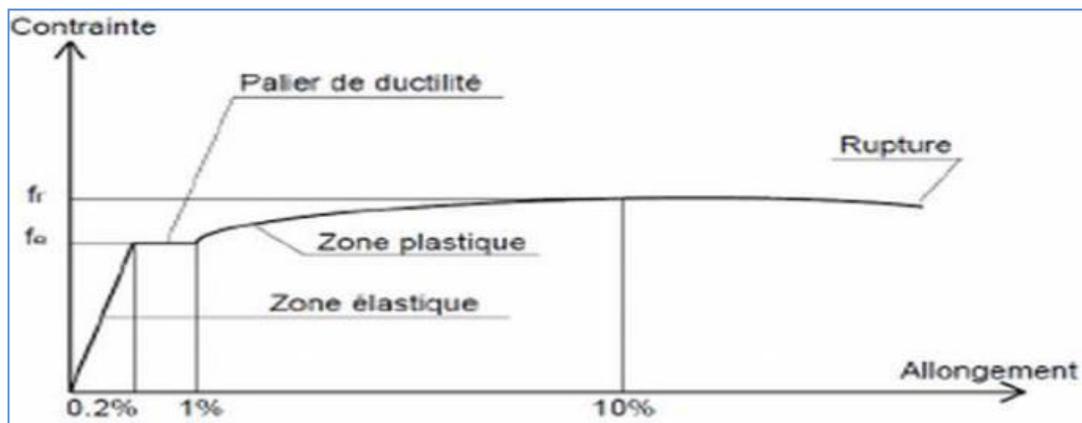


Figure I.3: Loi de comportement de l'acier. C.B.A.93

- **Module de déformation longitudinal:**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$$

- **Contrainte limite :**

- **Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s=1,15$ situation durable.

$\gamma_s=1$ situation accidentelle.

$\sigma_{st} = 348$ MPa pour les H.A

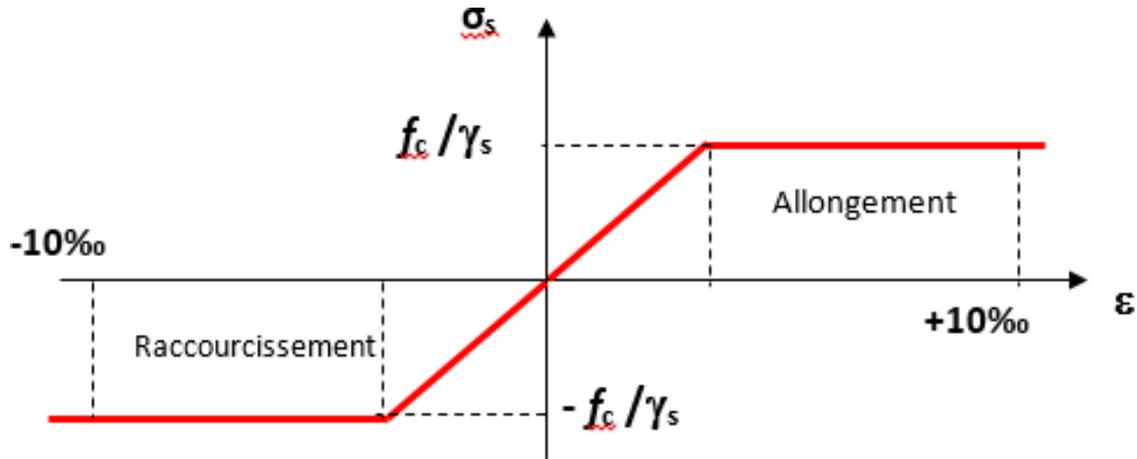


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier .C.B.A.93

➤ **Contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de **B.A.E.L 91 Modifié 99** ; on distingue trois cas de fissurations :

➤ Fissuration peu nuisible

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq \sigma_{fe}$$

➤ Fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

➤ Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0.4 f_e , 88 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

η : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \dots\dots\dots \text{Pour les ronds lisses (R .L)} \\ \eta = 1 \dots\dots\dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{array} \right.$$

• **Diagramme de déformation d'une section en béton armé :**

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure I.5). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrits dans le **C.B.A.93** (A.4.3.3)

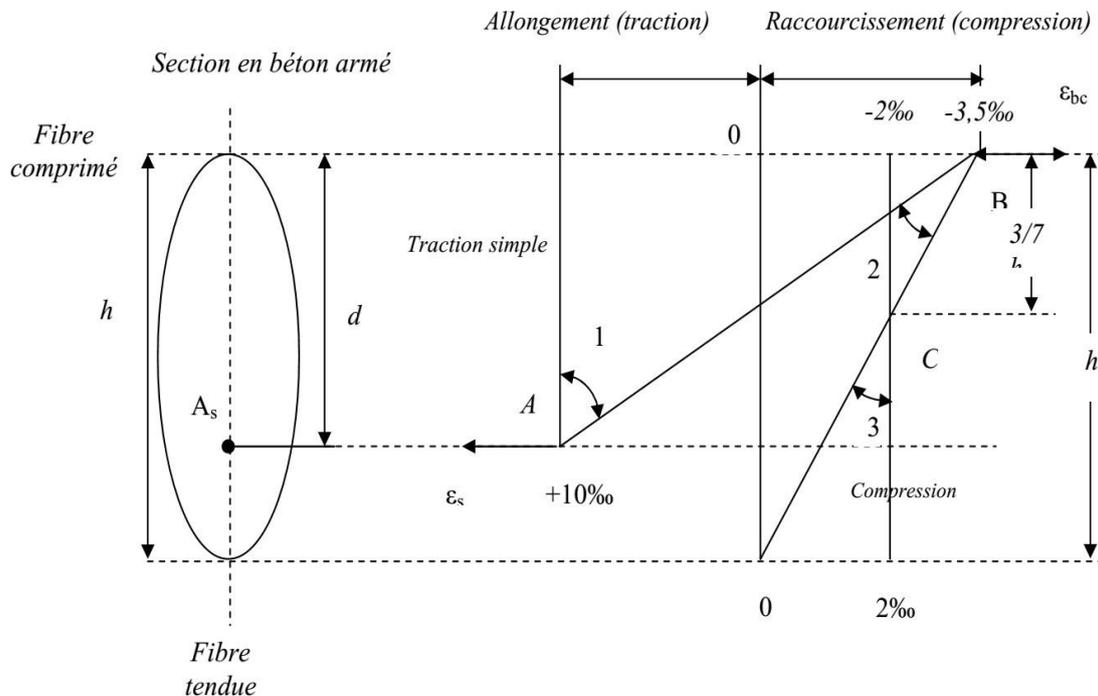


Figure I.5 : règle des trois pivots.

A / : Pivot (A) région1 :

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$. Pièces soumises à la Traction simple ou à la flexion simple ou composée.

B / : Pivot (B) région2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \cdot 10^{-3}$. Pièces soumises à la Flexion simple ou composée.

C / : Pivot (C) région3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$. Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I-6 : Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le **R.P.A 99 Version2003** :

➤ Méthode statique équivalente.

➤ Méthode dynamique modale spectrale.

I-7 : Hypothèse de calcul C.B.A.93 [A.4.3.2] :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- ❖ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

E.L.U :

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

E.L.S :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$.

I-8 : Les règlements à respecter :

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version 2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I-9 : Les logiciels utilisés :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018.
- Socotec : Pour le calcul et la vérification du ferrailage.
- AUTOCAD 2015 : Pour les dessins des plans.

I-10 : Conclusion :

L'association béton /acier est efficace pour les raisons suivantes :

- Le béton résiste aux efforts à la compression, et l'acier résiste aux efforts de traction.
- L'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un Matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton et en plus le Béton protège l'acier de la corrosion.

CHAPITRE

II

Pré dimensionnement des
éléments et descente des
charges

II: Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges :

II-1 : Introduction :

Le pré-dimensionnement , est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 –version 2003-", et le "CBA 93" et le "BAEL91", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II-2 : Pré-dimensionnement :

II-2-1 : Les planchers :

Les planchers sont définis comme étant des éléments horizontaux assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles), ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles sont classés en planchers avec dalle pleine et planchers à corps creux.

Le type de plancher adopté pour notre étude est le "plancher à corps creux ".

Résistance au feu :

D'après les règles de **B.A.E.L 91 Modifié 99** :

- e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5 pour un coupe-feu de quatre heures.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : longueur du grand panneau entre nus des poteaux.

L= 430 cm.

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm}$$

On adopte un plancher (16+4)

Condition des flèches (B.6.8.4.2.4) **C.B.A. 93**.

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

$$\frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20}$$

$$17.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 21.5 \text{ cm}$$

$h_t = 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

On adopte un plancher (16+4) pour tous les planchers.

- Nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{ 27.5, 38 \}$ Soit $b = 65 \text{ cm}$, $d = 0.9 \times h_t$

Epaisseur de la dalle de compression (h0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b0)	10cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tableau II-1 : Tableau récapitulative.

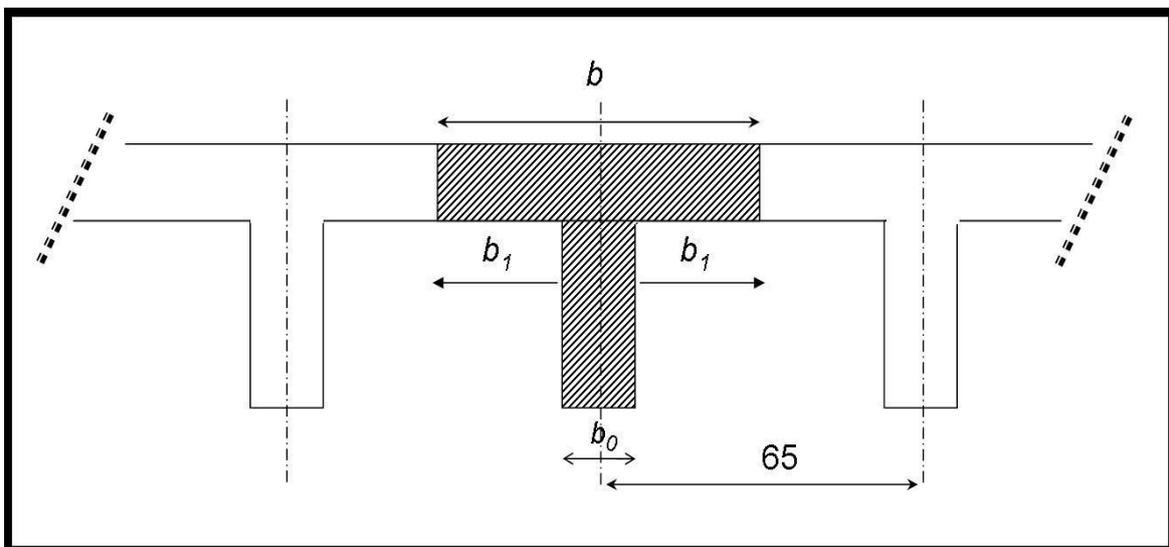


Figure II-1 : caractéristiques géométriques du plancher.

II-2-2 : Les poutres :

La poutre est un ensemble solide, horizontal a section rectangulaire ou non usuelle dont la portée est prise entre nus d'appuis, et qui aura comme rôle la transmission des efforts due aux charges et aux surcharges ; aux poteaux ramenés par les planchers.

Selon la condition de flèche des règles de **B.A.E.L 91 Modifié 99** :

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

b : Largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

L : longueur libre entre nus d'appuis.

A : Poutres principale :

$$L = 430 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \quad \Rightarrow \quad 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

On adopte **$h = 40 \text{ cm}$**

$$0.4 h \leq b \leq 0.8 h \Rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$\Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \Rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Vérification : vis-à-vis RPA 99 –version 2003:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ **en zone IIa** (notre cas)
 $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$... Vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq H_e / 20$
 $b = 30 \geq 15.30$... Vérifiée.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
- $1/4 < 0.75 < 4$... Vérifiée.

B : Poutre secondaire :

$$L = 415 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.67 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Vérification : vis-à-vis RPA 99 –version 2003 :

- $Min (b_1, h_1) \geq 25cm$ **en zone IIa** (notre cas)
 $b = 30cm \geq 25cm$... Vérifiée.
- $Min (b_1, h_1) \geq H_e /20$
 $b = 30 \geq 15.30$... Vérifiée.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
- $1/4 < 0.85 < 4$... Vérifiée.

C : Poutre palière :

$L = 270 cm.$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 cm \leq h \leq 27 cm$$

$h = 30 cm.$

$b = 30 cm.$

Vérification : vis-à-vis RPA 99 –version 2003:

- $Min (b_1, h_1) \geq 25cm$ **en zones IIa** (notre cas)
 $b = 30 cm \geq 25 cm$... Vérifiée.
- $Min (b_1, h_1) \geq H_e /20$
 $b = 30 cm \geq 15.30$... Vérifiée.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
- $1/4 < 1 < 4$... Vérifiée.

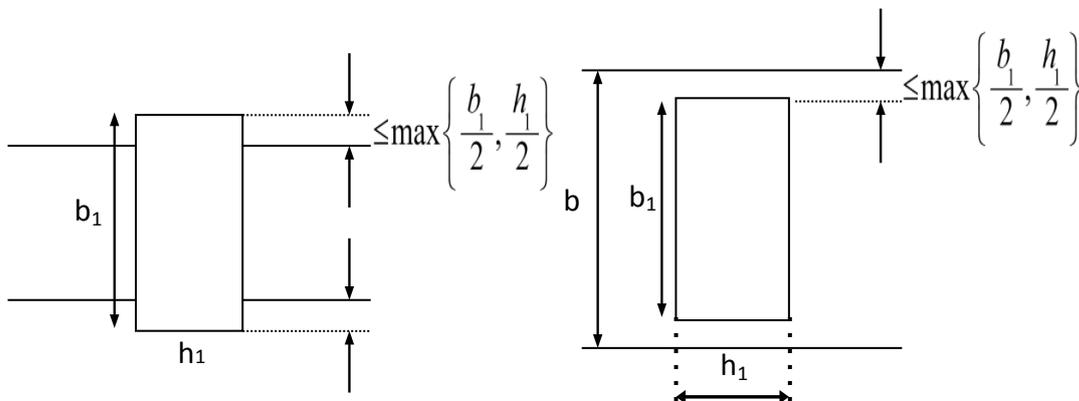


Figure II-2 : Les poutres.

II-2-3 Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure une certain contreventement plancher poutre, ils doivent supportent principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon **R.P.A 99** « version 2003 art 7.4 page 48», Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}\{b_1, h_1\} \geq 25\text{cm}$ (en zone IIa) notre cas.
- $\text{Min}\{b_1, h_1\} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Dans notre projet on prend une section carré de coté : **a= 35 cm.**

Vérification : vis-à-vis RPA 99 –version 2003:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ **en zone II a** (notre cas)
 $b = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$... Vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq H_e/20$
 $b = 35 \geq 15.30$... Vérifiée.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
- $1/4 < 1 < 4$... Vérifiée.

II-2-4 Les voiles :

Les voiles servent d'une part a contreventé le bâtiment en reprenant les charges horizontales (séisme; vents...) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'il transmettent au fondation .D'après le RPA99/V2003 (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, contrairement, aux éléments linéaires. » Où 'L' et 'e' sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

✓ L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \text{Max}\{ h_e/25, h_e/22, h_e/20\}$$

✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm. (**RPA 99 version 2003** page 56).

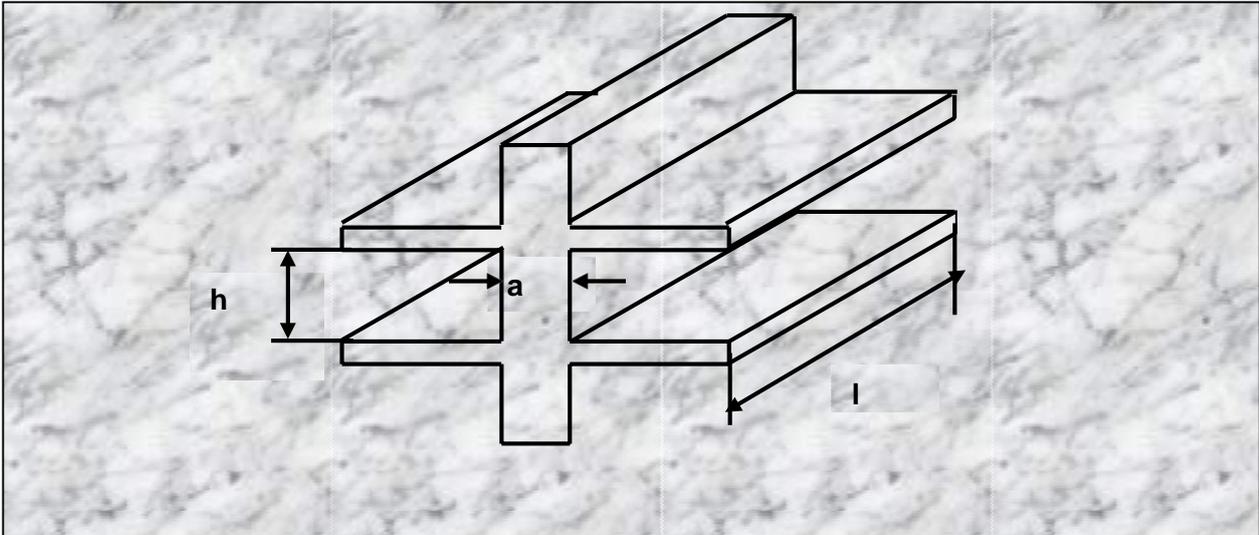


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation.

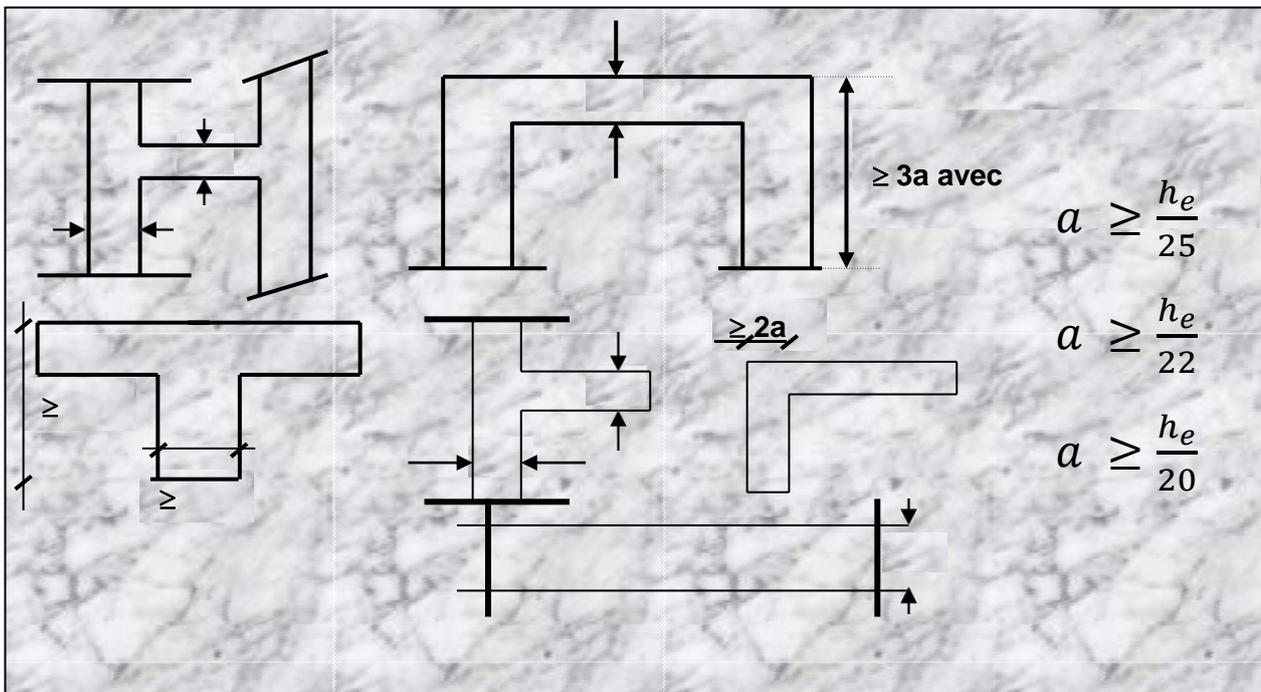


Figure. II-4 : Coupe de voile en plan.

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.30 \text{ cm}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : **a = 15 cm.**

II-2-5 : Escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers et/ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

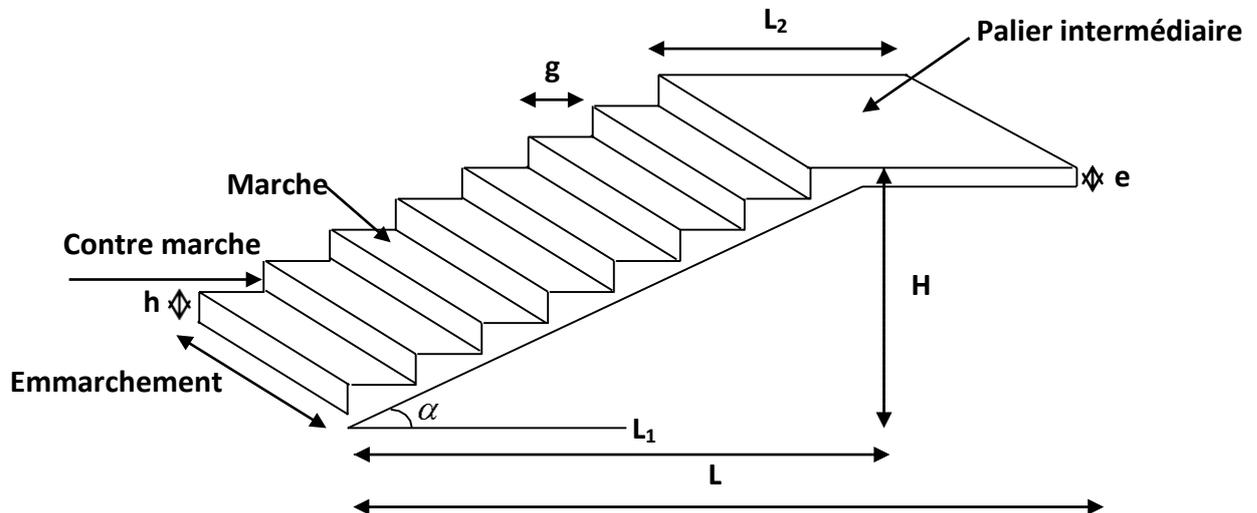


Figure II -5 : présentation des différents éléments des escaliers.

Pour les dimensions des marches et contre -marches on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

a) Escalier de (RDC) et étage courant :

1^{er} volet :

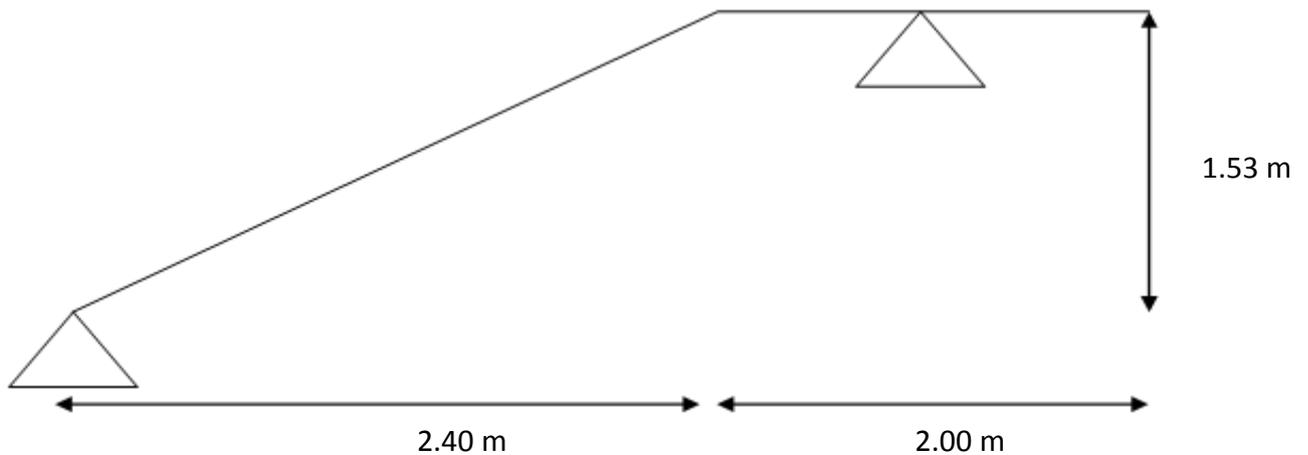


Figure II -6 : escalier.

Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

- Hauteur de la paillasse = 1.53m.
- Choix de la hauteur de la marche : $h=17\text{cm}$.
- Détermination du nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9 \text{ nombre de contre marches}$$

$$n-1 = 8 \text{ nombre de marche}$$

- Détermination de longueur à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g (n - 1) \qquad L = 240 \text{ cm.}$$

-Epaisseur de la dalle d'escalier :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.21$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{H}{\sin \alpha} \quad \longrightarrow \quad L_1 = 2.87 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier d'escalier :**

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \Rightarrow 9.56 \text{ cm} \leq e \leq 14.35 \text{ cm} , \quad \text{en prend : } e = 15\text{cm.}$$

II-3 : Charges et surcharges :

II-3-1 : Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituants.

A/ Plancher terrasse (corps-creux) :

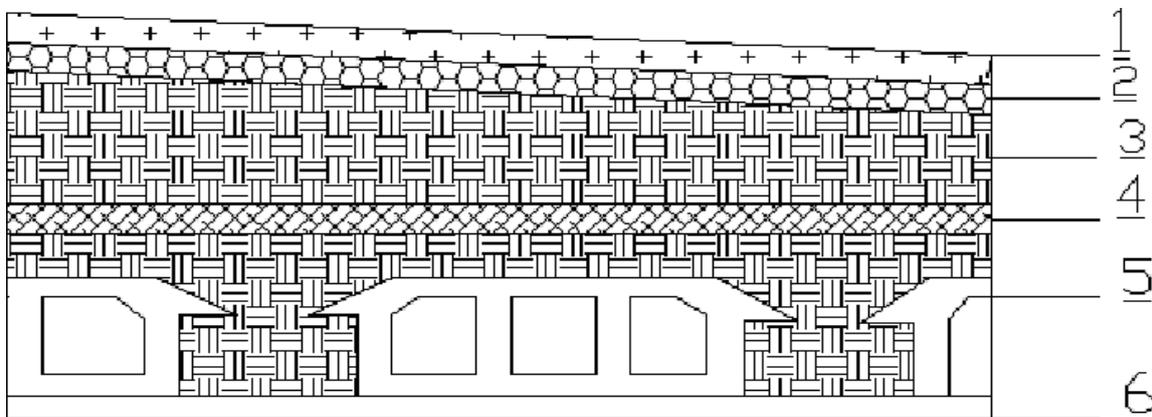


Figure II-7 : Plancher terrasse inaccessible.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-	Protection en gravillon roulé	0.05	17	0.85
2-	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-	Forme de pente	0.10	22	2.2
4-	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5-	Plancher à Corps-creux	(16+4)		2.80
6-	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 6.33$ KN/m ²

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher terrasse

B/ Plancher étage courant (corps-creux) :

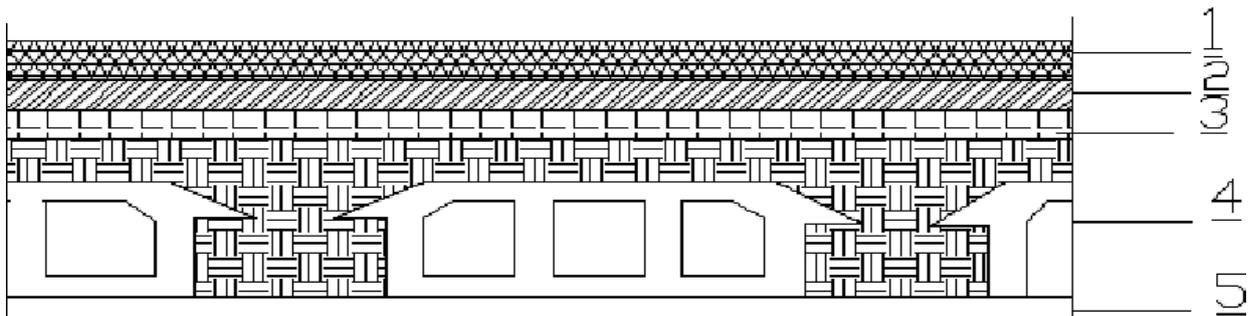


Figure II-8 : Plancher étage courant.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique	G (KN/m ²)
1-	Carrelage	0.02	22	0.44
2-	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-	Lit de sable	0.03	18	0.54
4-	Plancher à Corps-creux	(16+4)		2.80
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	10	0.2
6-	Cloisons	10		0.9
				$\Sigma = 5.28$ KN/m ² /m

Tableau II-3 : Charge permanente du Plancher courant

C/Mur extérieur:

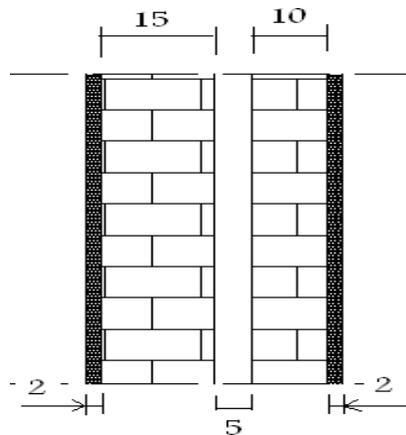


Figure II-9 : Mure extérieur.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ²)	G(KN/m ²)
1-	-Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2-	-Brique creuse (15 cm)	0.15		1.30
3-	-Brique creuse (10 cm)	0.10		0.9
4-	-Enduit intérieure en plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma = 2.76$ KN /m ²

Tableau II-4 : chargement du mur extérieur

Avec 30 % d'ouverture $2.76 \times 0.7 = 1.932 \text{ KN/m}^2$

D/ L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection se trouvant au niveau supérieur de la structure. Est un élément secondaire en béton armé ayant pour but d'assurer la continuité de l'étanchéité aussi dans une terrasse non accessible.

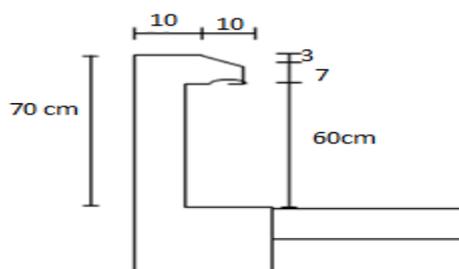


Figure II-10- dimensions de l'acrotère.

Section transversale de l'acrotère :

$$S = (0,7.0,1) + (0,07.0,1) + 1/2(0,1.0,03) = 0,0690 \text{ m}^2$$

➤ Poids propre :

$$G = 0,0690 \times 25 = 1,7250 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit de ciment} = 0.02 \times 20 [0.6+0.1+0.1+0.5+0.07+0.1]$$

$$= 0.5880 \text{ KN/m}$$

$$G \text{ acrotère} = 1.725 + 0.588 = 2.313 \text{ KN/m}$$

E/ Balcon accessible:

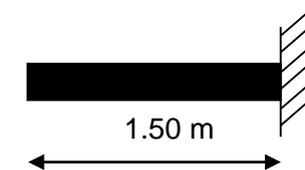


Figure II-11 : Balcon.

Pré dimensionnement de la dalle : (B.A.E.L 91 Modifié 99)

- La portée du balcon est de 150 Cm.
- Condition de flèche :

$$e \geq \frac{L}{20} = 7.5$$

- Condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5$$

On prend $h_0=15\text{cm}$.

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique	G(kn/m ²)
1-	Carrelage	0.02	22	0.44
2-	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-	Lit de sable	0.03	18	0.54
4-	Dalle pleine BA (15cm)	0.15	25	3.75
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	10	0.2

$$\sum = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

Tableau II-5 : Balcon accessible.

a) Escalier :➤ **Paillasse :**

- Poids propre..... $\frac{25 \times 0.15 \times 1}{\cos \alpha} = 4.43 \text{ KN/m.}$
 - Poids des marches $\frac{25 \times 0.17 \times 0.3}{2} = 0.64 \text{ KN/m.}$
 - Carrelage..... $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m.}$
 - Mortier de pose :..... $20 \times 0.02 \times 1 = 0.40 \text{ KN/m.}$
 - Revêtement $\frac{20 \times 0.02}{\cos \alpha} = 0.47 \text{ KN/m.}$
 - Garde-corps métallique :0.1 KN/m.
- G = 6.48 KN / m.**

➤ **Palier :**

- Carrelage:0.44 KN/m.
 - Poids propre : $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/m.}$
 - Mortier de pose:0.40 KN/m.
 - Revêtement :0.40 KN/m.
- G = 4.99 KN/m.**

II-3-2 : Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22] :

- Plancher terrasse (non accessible)1 KN /m².
- Plancher Etage courant1.5 KN /m².
- Escalier courant2.5 KN /m².
- Balcon accessible3.5 KN /m².

II-3-3 : Tableau récapitulatif des charge G et Q : [D.T.R B.C.22]

Elément	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	6.33	1,00
Plancher courant	5.28	1.5
Acrotère (KN/ml)	2.313	-
Mur extérieur	2.76	-
Balcon courant - Dalle pleine	5.33	3.5
Escalier- palier	4.99	2,50
- paillasse	6.48	
Tableau II-6 : récapitulation des charges et surcharges		

II-4 : Descente des charges :

La descente des charge est une opération qui consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction (mur, poteau,... etc.) les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations, les actions verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées par :

1. En appliquant la loi de dégression sur les actions variable Q.
2. En admettant la discontinuité des différents éléments de plancher (hourdis, poutrelles, poutres)

II-4-1-Loi de dégression des charges :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation dans chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou la terrasseQ₀
- Pour le dernier étage.....Q₁
- Pour l'étage immédiatement inférieur.....0.9Q₁
.....0.8Q₁

Et ainsi, en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.50Q₁ valeur conservée pour les étages inférieurs (DTR.B.C article 63)

		Q(KN /m ²)
Terrasse	Q0	1
Etage 4	Q1	1.5
Etage 3	0.9Q1	1.35
Etage 2	0.8Q1	1.20
Etage 1	0.7Q1	1.05
(RDC)	0.6Q1	0.9

Tableau II-7 : Dégression des charges d'exploitation

II-4-2 : récapitulation de l'ensemble des descentes de charge :

➤ **Poteau d'angle :**

$$S = 2.080 \times 2.075$$

$$S = 4.316 \text{ m}^2$$

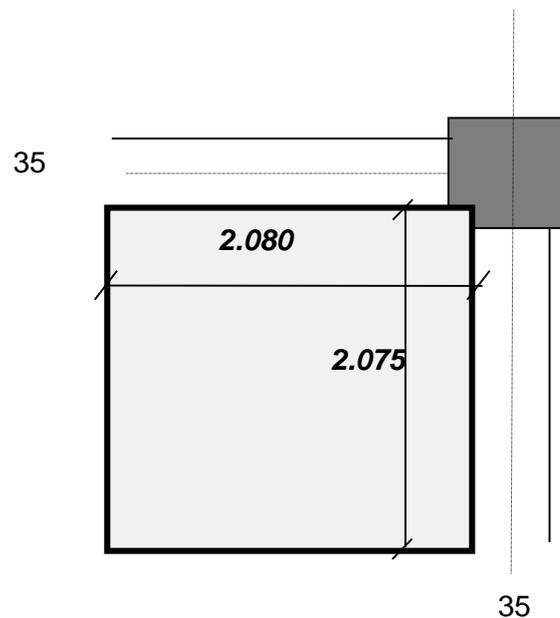


Figure II-12 : Poteau d'Angle.

Niveau	Élément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1 – 1	Acrotère	$(2.075+2.080)$	9.61	
	Plancher terrasse	4.316	27.32	4.316
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08)$ =0.250	6.25	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	48.63	4.316
N 2 – 2	Venant N 1 – 1		48.63	4.316
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.080 \times 2.66) + (2.075 \times 2.71)$ =11.156	21.55	
		La somme	79.555	4.316
Plancher étage 1				
N 3 – 3	Venant N 2 – 2		79.555	4.316
	Plancher courant	4.316	22.788	6.474
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08)$ =0.250	6.25	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	114.043	10.970
N 4 – 4	Venant N 3 – 3		114.043	10.970
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.080 \times 2.66) + (2.075 \times 2.71)$ =11.156	21.55	
		La somme	144.968	10.970
Plancher étage 2				

N 5-5	Venant N 4-4		144.968	10.970
	Plancher courant	4.316	22.788	5.827
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08)$ =0.250	6.25	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	179.456	16.617
N 6-6	Venant N 5-5		179.456	16.617
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.080 \times 2.66) + (2.075 \times 2.71)$ =11.156	21.55	
		La somme	210.381	16.617
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		210.381	16.617
	Plancher courant	4.316	22.788	5.179
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08)$ =0.250	6.25	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	244.869	21.796
N 8-8	Venant N 7-7		244.869	21.796
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.080 \times 2.66) + (2.075 \times 2.71)$ =11.156	21.55	
		La somme	275.794	21.796
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		275.794	21.796
	Plancher courant	4.316	22.788	4.532

	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08)$ =0.250	6.25	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	310.282	26.328
N 10-10	Venant N 9- 9		310.282	26.328
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.080 \times 2.66) + (2.075 \times 2.71)$ =11.156	21.55	
		La somme	341.207	26.328

Tableau II.8 : descente de charge sur le poteau d'angle

➤ **Poteau rive:**

$$S = 4.23 \times 2.075$$

$$S = 8.78 \text{ m}^2$$

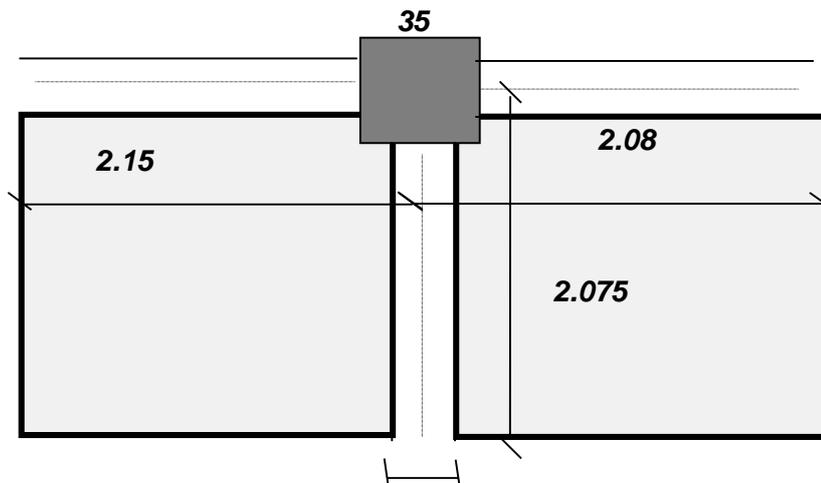


Figure II-13 : Poteau de rive.

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1 – 1	Acrotère	$(2.08+2.15)$	9.78	
	Plancher terrasse	8.78	55.58	8.78
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (4.23)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	83.51	8.780
N 2 – 2	Venant N 1 – 1		83.51	8.780
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.08) \times (2.66) + (2.15) \times (2.66)$ =11.25	21.735	
		La somme	114.62	8.780
Plancher étage 1				
N 3 – 3	Venant N 2 – 2		114.62	8.780
	Plancher courant	8.78	46.36	13.17
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (4.23)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	179.130	21.950
N 4 – 4	Venant N 3 – 3		179.130	21.950
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.08) \times (2.66) + (2.15) \times (2.66)$ =11.25	21.735	
		La somme	210.240	21.950
Plancher étage 2				

N 5-5	Venant N 4-4		210.240	21.950
	Plancher courant	8.78	46.36	11.85
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (4.23)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	274.750	33.80
N 6-6	Venant N 5-5		274.750	33.80
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.08) \times (2.66) + (2.15) \times (2.66)$ =11.25	21.735	
		La somme	305.860	33.80
Plancher étage 3				
N 7-7	Venant N 6-6		305.860	33.80
	Plancher courant	8.78	46.36	10.54
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (4.23)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	370.370	44.34
N 8-8	Venant N 7-7		370.370	44.34
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.08) \times (2.66) + (2.15) \times (2.66)$ =11.25	21.735	
		La somme	401.480	44.34
Plancher étage 4				
N 9-9	Venant N 8-8		401.480	44.34
	Plancher courant	8.78	46.36	9.22

	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (4.23)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075)$ =0.218	5.45	
		La somme	465.99	53.56
N 10-10	Venant N 9- 9		465.99	53.56
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
	Mur extérieur	$(2.08) \times (2.66) + (2.15) \times (2.66)$ =11.25	21.735	
		La somme	497.10	53.56

Tableau II.9 : descente de charge sur le poteau de rive.

➤ **Poteau Central:**

$$S = (2.08 + 2.15) \times (2.075 + 2.075)$$

$$S = 17.55 \text{ m}^2$$

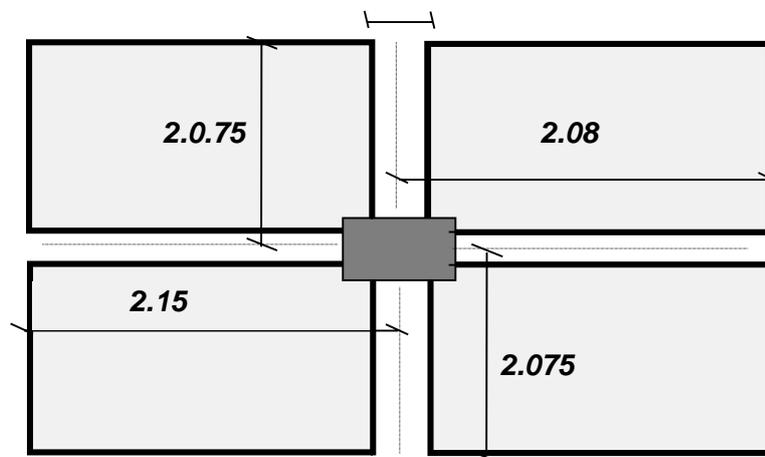


Figure II-14 : Poteau central.

Niveau	Élément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1 – 1	Plancher terrasse	17.55	111.09	17.55
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08 + 2.15)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075 + 2.075)$ =0.436	10.09	
		La somme	133.88	17.55
N 2– 2	Venant N 1 – 1		133.88	17.55
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
		La somme	143.255	17.55
Plancher étage 1				
N 3– 3	Venant N 2– 2		143.255	17.55
	Plancher courant	17.55	92.66	26.33
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08 + 2.15)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075 + 2.075)$ =0.436	10.09	
		La somme	258.705	43.88
N 4–4	Venant N 3– 3		258.705	43.88
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
		La somme	268.08	43.88
Plancher étage 2				
N 5– 5	Venant N 4–4		268.08	43.88
	Plancher courant	17.55	92.66	23.69
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08 + 2.15)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075 + 2.075)$ =0.436	10.09	

		La somme	383.530	67.57
N 6- 6	Venant N 5- 5		383.530	67.57
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
		La somme	392.905	67.57
Plancher étage 3				
N 7- 7	Venant N 6- 6		392.905	70.21
	Plancher courant	17.55	92.66	21.06
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08 + 2.15)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075 + 2.075)$ =0.436	10.09	
		La somme	508.355	88.63
N 8-8	Venant N 7- 7		508.355	88.63
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
		La somme	517.73	88.63
Plancher étage 4				
N 9- 9	Venant N 8-8		517.73	88.63
	Plancher courant	17.55	92.66	18.43
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (2.08 + 2.15)$ =0.508	12.70	
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.35) \times (2.075 + 2.075)$ =0.436	10.09	
		La somme	633.18	107.06
N 10-10	Venant N 9- 9		633.18	107.06
	Poteaux	$(0.35 \times 0.35 \times 3.06)$ =0.375	9.375	
		La somme	642.555	107.06

Tableau II.10 : descente de charge sur le poteau central.

II-5 : Vérification de la section des poteaux :

Concernant cette phase d'étude, on va faire uniquement les vérifications du poteau central du RDC (le cas le plus défavorable) pré dimensionné avec une section de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit avoir une section selon le règlement (**B.A.E.L 91 Modifié 99**) au plus égale à la valeur suivante :

$$B_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{[\theta \cdot (\sigma_{bc}/0,9) + 0,85 \cdot (A/B_r) \cdot f_e / \gamma_s]} \dots\dots\dots(*)$$

D'après les règles BAEL 91 on prend $\frac{A}{B_r} = 1\% = 0,01$ avec

B_r : Section nette du béton

$$B_r = [(a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2]$$

θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$)

K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges, $K = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90 jours

σ_{bc} : résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1,35 G + 1,5Q$$

β : Coefficient qui dépend de l'élanement du poteau.

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2$$

On sait que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{Avec :} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

λ : l'élanement $\frac{L_f}{i}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L}{\sqrt{I/B}} = \frac{0,7 \times L}{\sqrt{a^4/12/a^2}} = \frac{0,7 \times 3,06}{\sqrt{0,35^4/12/0,35^2}}$$

$$\lambda = 21.20 \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda / 35)^2 \quad \Rightarrow \quad \beta = 1.07$$

$$\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$Nu = 1,35 G + 1,5Q$$

$$G = 642.555 \text{ KN}$$

$$Q = 107.06 \text{ KN}$$

$$Nu = 1028.039 \text{ KN}$$

En remplaçant toutes les valeurs dans l'équation(*)

$$Br \geq 0.05881 \text{ m}^2$$

Pour une section de poteau carré :

$$[B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2] \rightarrow (a - 0,02) = \sqrt{B_r}$$

$$\Rightarrow \quad a = 0.264 \text{ m}$$

Donc la section du poteau (35 x 35) cm² adoptée au début du pré dimensionnement supporte l'ensemble des charges de la structure.

II-6 : conclusion :

Le présent chapitre nous a permis d'effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant notre structure, les résultats obtenus vont être vérifiés dans les chapitres suivants.

CHAPITRE

III

Etude des éléments
secondaire

III : Etude des éléments secondaires :

III-1 : Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère et le balcon, qui ont déjà été prés dimensionnés dans le chapitre précédent, et dans ce qui suit leur étude est indépendante de l'action sismique, et consiste à calculer leurs ferraillements.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

III-2 : ACROTÈRE :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse, destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute, on la considère comme une console encastrée dans le plancher terrasse. l'acrotère est soumis à son poids propre **G** et à une force horizontale **F**.

Le calcul se fait en la flexion composée.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique)

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

$F = \max (F_p, F_q)$ avec :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$ **RPA 99 version 2003[A,6,2,3]**

A : coefficient d'accélération de zone « RPA Tab 4-1 ».

C_p : facteur de force horizontale « RPA Tab 6-1 »

F_q: la poussée horizontale F_q= 100kg/ml.

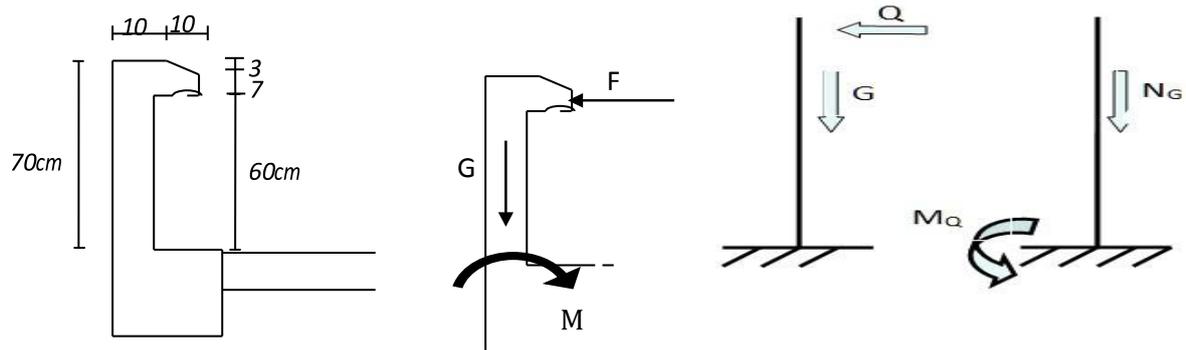


Figure III -1: coupe verticale de représentant les dimensions et les sollicitations de l'acrotère.

III-2-1 : Calcul des sollicitations :

Poids propre : $W_p = 2.55 \text{ KN/ml}$.

La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1\text{kN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

$A = 015, C_p = 0.8$ (RPA 99 page 55) $\Rightarrow F_p = 1.22\text{/ml}$.

$Q = \max (1.00 ; 1.22)$ $\Rightarrow Q = 1.22 \text{ KN/ml}$.

ETAT	effort normal	Moments de flexion	Effort tranchant	N (KN)	M (KN.m)	V (KN/ml)
ELU	$N_U = 1.35 \times W_p$	$M_u = 1.5 \times Q \times h$	$1.5Q$	3.44	1.28	1.83
ELS	$N_{ser} = W_p$	$M_{ser} = Q \times h$	Q	2.55	0.85	1.22

Tableau III.1 : Sollicitation sur l'acrotère.

III-2-2 : Ferrailages :

Calcul de l'excentricité :

$N_U = 3.44 \text{ KN}$.

$N_{ser} = 2.55 \text{ KN}$.

$M_u = 1.28 \text{ KN.m} \Rightarrow e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.28}{3.44} = 0.37 \text{ m}$

$e_u = 37 > (h/2 - c) = 3\text{cm}$

Donc la section est partiellement comprimée, Alors le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.28 + 3.44 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_1 = 1.38 \text{ KN. m}$$

M_1 : Moment par rapport aux armatures tendues.

$$\mu = \frac{M_1}{\mu_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.38 \times 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times 0.08^2} = 0.015$$

$\mu < \mu_l = \dots$ (Armatures comprimées non nécessaires)

α : La profondeur relative à l'axe neutre.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 0.019$$

Z : la cote du point d'application de l'effort N

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \cdot d = 7.94 \text{ cm}$$

A_s : section des armatures longitudinales à la flexion.

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.38 \times 10^{-3}}{0.0794 \times 348} = 0.000050 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (art A-4-2)

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min})$$

$$\text{Donc :} \quad A = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections de ferrailage on opte pour :

4T 8 de section **2.01 cm²**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} \quad \Leftrightarrow \quad A_r = 0.502 \text{ cm}^2$$

On prend **T8**

Avec un espacement entre les armatures : $S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0.850 \quad \Rightarrow \quad e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.85}{2.55} = 0.33m$$

$e_{ser} = 33 > (h/2 - c) = 3\text{cm}$ (la section partiellement comprimé (S P C))

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.85 + 2.55 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.93$$

La contrainte du béton a l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier a l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre : $\alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.042 m$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \alpha \cdot \left(d - \frac{\alpha}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 20.80 \times 0.001 \text{ MN.m}$

$M_{ser} = 0.85 \times 0.001 \text{ MN.m}$

$M_{ser} < M_1 \quad \Rightarrow \quad$ La section est sans aciers comprimés.

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{Avec :} \quad z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 10^{-3}}{0.079 \times 201.63} = 0.000053 m^2$$

Donc : $A_s = 0.53 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$

$A = \max (A_s, A_{min})$

Donc : $A = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$

D'après le tableau des sections de ferrailage on opte pour :

4T 8 de section 2.01 cm^2

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa)$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{1.83 \times 0.001}{1 \times 0.08} = 0.023MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III-2-3 : schématisation du ferrailage :

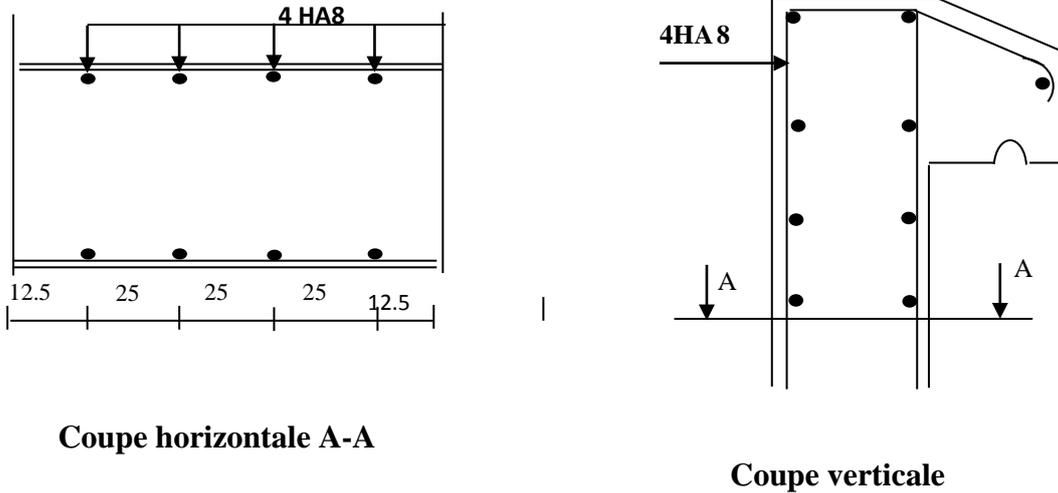


Figure III -2 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.

III-3 : Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol ferraille en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q. (D.T.R)



Figure III-3 : Présentation des dimensions du balcon.

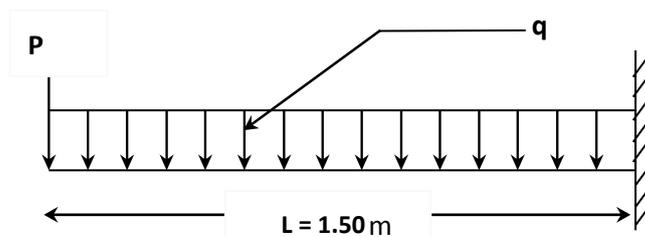


Figure III-4 : sollicitation exercée sur le balcon.

III-3-1 : Évaluation des charges :

Charge permanentes : pour une bande 1m

Poids propre : $G = 5.33 \text{ KN/ml}$.

Parpaing creux (10cm) $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}$

Enduit de ciment (2cm) $2 \times 0.02 \times 18 = 0.72 \text{ KN/m}$

$G_2 = 1.62 \text{ KN/m}$

Pour la hauteur : $h = 1 \text{ m}$ (hauteurs de mur)

$P = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN}$

$P = 1.62 \text{ kn}$

b/Calcul des moments :

Combinaison des charges :

à L'E.L.U :

$P_u = 1.35 p$

$q_u = 1.35G + 1.5 Q$

à L'E.L.S :

$P_s = p$

$q_s = G + Q$

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1 m est de :

$$M_u = P_u \cdot L + \frac{q_u L^2}{2}$$

Le moment de service à l'encastrement M_s est de :

$$M_s = P_s \cdot L + \frac{q_s L^2}{2}$$

Tableau de résultats :

P_u	$P_s \text{ (KN)}$	$q_u \text{ (KN)}$	$q_s \text{ (KN)}$	$M_u \text{ (KN.m)}$	$M_s \text{ (KN.m)}$	V_u
2.187	1.62	12.45	8.83	17.29	12.36	20.86

Tableau III -2- Sollicitations du balcon.

III-3-2 : Calcul du ferrailage :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme Préjudiciable.

Calcul à l'E.L.U :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.15 = 13.5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{17.29 \times 0.001}{1 \times (.135)^2 \times 14.16} = 0.067$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067}) = 0.087$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \cdot d = 13.030\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$$

$$A_s = 3.81 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\triangleright A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.03 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright \text{Alors en prend ; } A = \max \{A_{min}, A_u\} = 3.81 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : **A_r = 4HA12 = 4.52cm²**

Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre (A'=0)

➤ Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y_1^2 + 30 \times (A + A') y_1 - 30 \times (d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \quad \Rightarrow \quad y_1 = 4.88\text{cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 8377.25\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

-Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.B.A 93 (Art A.4.5.2)}$$

$$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 7.20 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 7.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Contraintes maximales de traction des aciers : **C.B.A 93** (Art A.4.5.3.3)

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266.67 MPa \\ 110 \sqrt{\mu \cdot f_{tj}} = 201.63 MPa \end{array} \right. = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 180.37 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots \dots \dots \text{C. Vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = 1.13 cm^2$$

La section adoptée est : **A_r = 5HA8 = 2.51 cm²**

Espacement minimal :

Charge concentrée

Fissuration préjudiciable ;

$$h_0 = 15 cm < 40 cm ;$$

$$\varphi = 10 mm > 6 mm ;$$

$$\triangleright (S_t) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 cm, 25 cm\} S_t = 20 cm$$

Vérification au cisaillement :

D'après **C.B.A 93** (A 5, 1,1 et A ,5,1,2,1,1)

Fissuration préjudiciable

τ_u Doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = MPa \\ 4 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec :} \quad V_u = q L + p = 20.86 KN \quad \Leftrightarrow \quad \tau_u = 0.16 MPa$$

D'où: $\tau_u = 0.16 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \text{C. vérifié.}$

Vérification de la flèche :

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.10 > 0.06 \dots \dots \text{C. vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0.1 > 0.1 \dots \dots \text{C. vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.03} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003 < 0.011 \dots \dots \text{C. vérifiée.}$$

III-3-3 : Schéma de ferrailage :

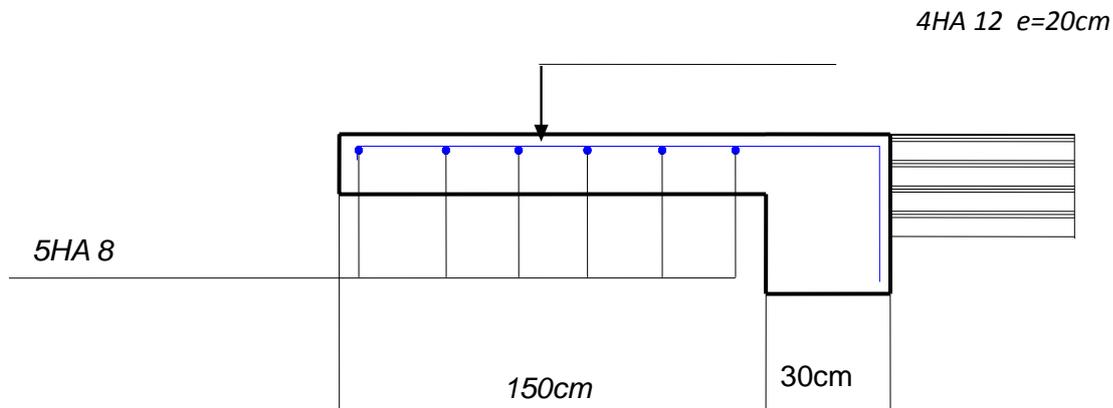


Figure III-5 : Schéma de ferrailage du balcon.

III-4 : Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces dernières sont coulées sur place.

III-4-1 : étude des escaliers :

III-4-1-1 : Calcul des escaliers :

- ✓ Palliase : $G = 6.48 \text{ KN/ml}$, $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier d'arrivé : $G = 4.99 \text{ KN/ml}$, $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

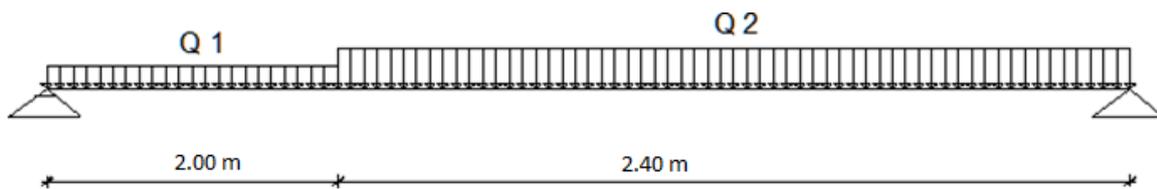


Figure III-6 : schéma statique de l'escalier.

Les charges équivalentes : $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{q_v \times l_v + q_p \times l_p}{l}$

A L'E.L.U :

$$q_{vu} = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.48) + (1.5 \times 2.5) = 12.50 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pu} = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 4.99) + (1.5 \times 2.5) = 10.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = \frac{12.50 \times 2.4 + 10.49 \times 2}{4.40} = 11.59 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S :

$$q_{vs} = G + Q = 6.48 + 2.5 = 8.98 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ps} = G + Q = 4.99 + 2.5 = 7.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eq} = \frac{8.98 \times 2.4 + 7.49 \times 2}{4.40} = 8.30 \text{ KN/ml}$$

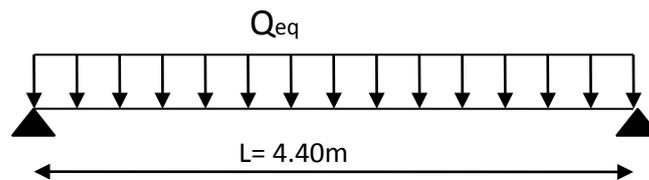


Figure III -7 : la charge équivalente.

Calcul des moments :

E.L.U :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85.M_0 = 23.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30.M_0 = 8.42 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 20.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85.M_0 = 17.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30.M_0 = 6.03 \text{ KN.m}$$

III-4-1-2 : Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait essentiellement à la flexion simple pour une bande de 1m. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	M	α	Z (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	100	13.5	23.84	0.099	0.131	12.32	1.57	7.70	5T14=7.70
Appuis	100	13.5	8.42	0.035	0.045	12.77	1.57	1.96	5T10=3.93

Tableau III -3 : Résultats du calcul du ferrailage des escaliers.

➤ **Escapement maximal:**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = \mathbf{33\text{cm}}$$

- En travée : $St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$**CV**

- Sur appui : $St = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$**CV**

➤ **Armatures de répartition :**

En travée :

$$A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.92 \text{ cm}^2; \text{ on adopte : } \mathbf{4T 8}, St = 25 \text{ cm}$$

Sur appui :

$$A_{rep} = A_{ado}/4 = 0.98 \text{ cm}^2; \text{ on adopte : } \mathbf{4T 8}, St = 25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité:

$$\text{➤ } A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min}$ **Condition vérifiée.**

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min}$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification (à l'E.L.S) :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{Il faut que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{25.50 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135} = 0,196\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification a l'E.L.S :

○ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : **(BAEL E.III.2)**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

✓ **Position de l'axe neutre (y)**

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(Ad + A'd') = 0$$

$$100y^2 + 30(7.70 + 0)y - 30(7.70 \times 13.5) = 0$$

$$\Rightarrow y = \mathbf{4.54\text{cm}}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3.41^3 + 15 \times 4.52 \times (135 - 4.54)^2$$

$$\Rightarrow I = 12391.75 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{17.08 \times 10^6 \times 45.4}{12391.75 \times 10^4} = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.26 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En Appuis :**

✓ **Position de l'axe neutre (y) :**

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(Ad + A'd') = 0$$

$$100y^2 + 30(3.93 + 0)y - 30(3.93 \times 13.5) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3.44^3 + 15 \times 3.93 \times (13.5 - 3.44)^2$$

$$\Rightarrow I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{6.03 \times 10^6 \times 34.4}{7322.87 \times 10^4} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.83 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{440} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots c. n. v \\ \frac{15}{440} = 0.034 < \frac{17.08}{10 \times 20.49} = 0.083 \dots \dots \dots c. n. v \\ \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

La condition (1) et (2) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$Ei = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} \Rightarrow \rho = \frac{7.70}{100.13.5} = 0.0057$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho} = 3.68$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.47$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \right] \Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 7.70 \left(\frac{15}{2} - 1.5 \right)^2$$

$$I_0 = 32283 \text{ cm}^4$$

Il faut que: $\Delta f < \bar{f} = \frac{L}{500} \Rightarrow \Delta f < \bar{f} = \frac{4.4}{500} = 0.009 \text{ m}$

Avec : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$.

➤ **Evaluation des charges :**

- p : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

$$p = 8.30 \text{ KN / ml.}$$

- g : l'ensemble des charges permanentes.

$$g = \frac{G_v \times L_v + G_p \times L_p}{L} = \frac{6.48 \times 2.4 + 4.99 \times 2}{4.4} = 5.80 \text{ KN / ml.}$$

- J : l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre

$$\text{Des revêtements } J = \frac{3.75 \times 1.5 + 6.1 \times 1.8}{1.5 + 1.8} = 5.03 \text{ KN / ml.}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{8.30 \times 4.4^2}{8} = 20.09 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{5.80 \times 4.4^2}{8} = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$M_J = \frac{J \cdot L^2}{8} = \frac{5.01 \times 4.4^2}{8} = 12.12 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$K' = \frac{M_p}{I} = \frac{20.09}{12391.75} \times 10^3 = 1.62$$

$$K'' = \frac{M_g}{I} = \frac{14.04}{12391.75} \times 10^3 = 1.13$$

$$K''' = \frac{M_J}{I} = \frac{12.12}{12391.75} \times 10^3 = 0.98$$

$$\sigma_{sp} = 15K'(d - Y) = 15 \times 1.62 \times (13.5 - 4.54) = 217.73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = 15K''(d - Y) = 15 \times 1.13 \times (13.5 - 4.54) = 151.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15K'''(d - Y) = 15 \times 0.98 \times (13.5 - 4.54) = 131.71 \text{ MPa}$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0057 \times 217.73 + 2,1} = 0.4798$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0057 \times 151.87 + 2,1} = 0.3393$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0057 \times 131.71 + 2,1} = 0.2798$$

➤ **Calcul des inerties fissurées:**

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sp}} = \frac{1,1 \times 32283}{1 + 3.68 \times 0.4798} = 13240063 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 30688.69}{1 + 3.68 \times 0.3393} = 15392457 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sj}} = \frac{1,1 \times 30688.69}{1 + 3.68 \times 0.2798} = 17096147 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 30688.69}{1 + 1.47 \times 0.3393} = 24093.613 \text{ cm}^4.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ip} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \frac{20.09 \times 4.4^2}{10 \times 32164.19 \times 13240063 \times 10^{-5}} = 0.009 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ig} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{14.04 \times 4.4^2}{10 \times 32164.19 \times 15392457 \times 10^{-5}} = 0.006 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ij} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = \frac{12.12 \times 4.4^2}{10 \times 32164.19 \times 17096147 \times 10^{-5}} = 0.005 \text{ m}$$

$$f_{gV} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fgV}} = \frac{14.04 \times 4.4^2}{10 \times 10721.4 \times 24093.613 \times 10^{-5}} = 0.010\text{m.}$$

$$\Delta f = f_{gV} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.010 - 0.005 + 0.009 - 0.006 = 0.0080\text{m.}$$

$$\Delta f = 0.0080\text{m} \leq \bar{f} = 0.0088\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-4-1-3 : Schématisation du ferrailage :

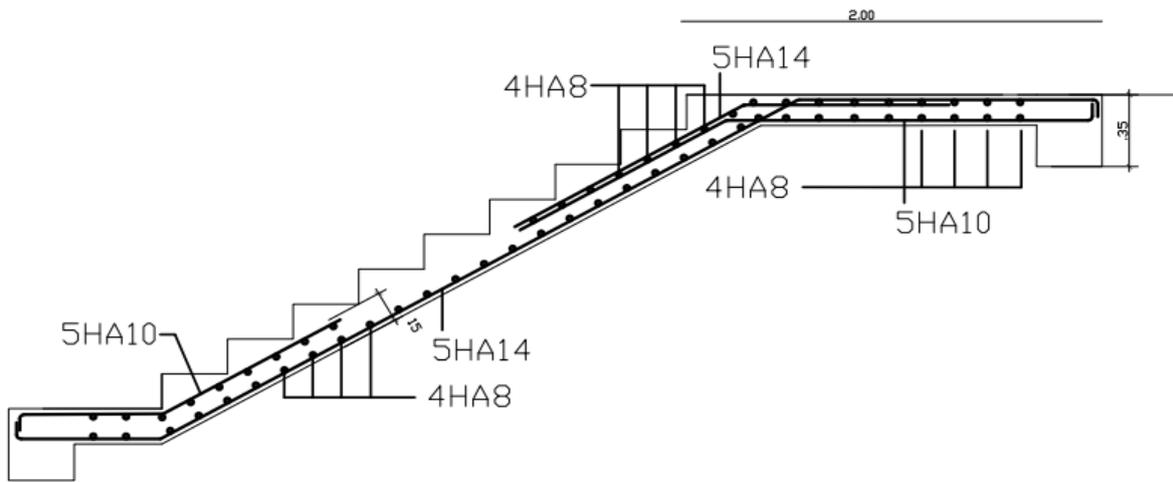


Figure III-8 : schéma de ferrailage de la première volée (RDC).

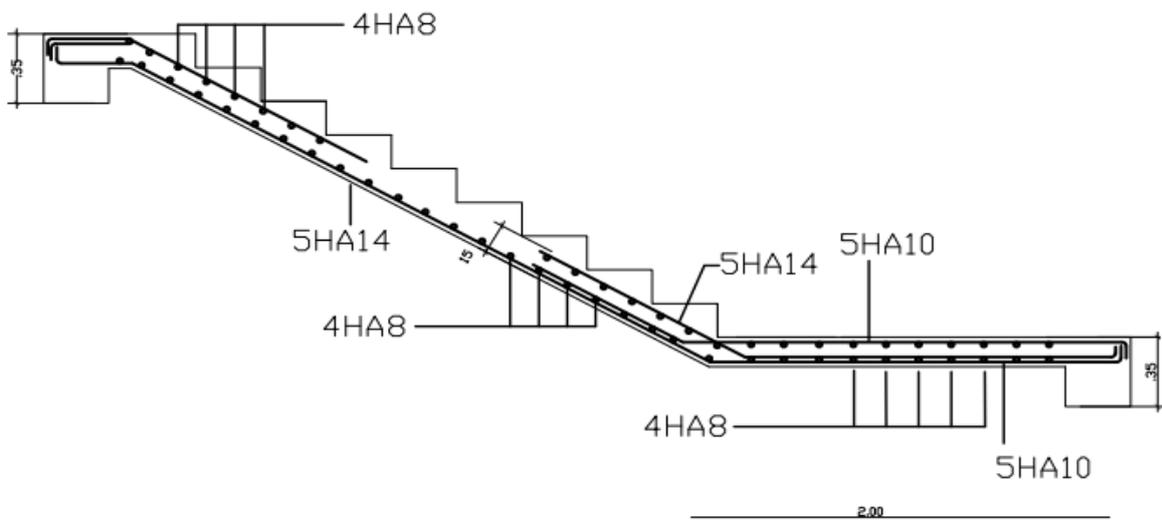


Figure III-9 : schéma de ferrailage de la deuxième volée (RDC).

III-4-2 : Calcule de la poutre palière :

1. Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre : $G_{Poutre-p} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{KN/ml}$
- Poids de volée : $G_v = 6.48 \times (2.40 \times \sin 32.21/2) = 4,14 \text{ KN/ml.}$
- Poids de palier : $G_p = 4.99 \times 2.00 = 9.98 \text{ KN/ml.}$
- Poids de mur extérieur : $G_{mure-extérieure} = 2,76 \times h = 2,76 \times (1,53 - 0,35) = 3,26 \text{KN/ml}$
- Charge d'exploitation sur palier : $Q = 2.5 \times 0,30 = 0,75 \text{KN/ml.}$
- Charge d'exploitation sur de volée : $Q = 2,5 \times (2,4 \times \sin 32,21/2) = 1,60 \text{KN/ml.}$
 - **G = 20.01KN/ml.**
 - **Q = 2,35KN/ml.**

$$\text{E.L.U} : Q_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{30.54 \text{KN/ml}}$$

$$\text{E.L.S} : Q_s = G + Q = \mathbf{22.36 \text{KN/ml}}$$

2. Calcul des sollicitations :

➤ Calcul de l'effort tranchant (V), les moments en travée (M_t) et en appui (M_a) :

$$V = q \times \frac{L}{2} ; M_o = q \times \frac{L^2}{8}$$

D'après l'article A.8.2, 32 de BAEL 91 modifié 99 on admet un moment en travée égal à $M_{travée} = 0,85 \times M_o$ et en appui $M_{appui} = 0,3 \times M_o$

sollicitations	V (KN)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
À l'E.L.U	41.30	27.83	23.65	8.35
À l'E.L.S	30.19	20.38	17.32	6.11

Tableau III-4 : Calcule des sollicitations de la poutre palière.

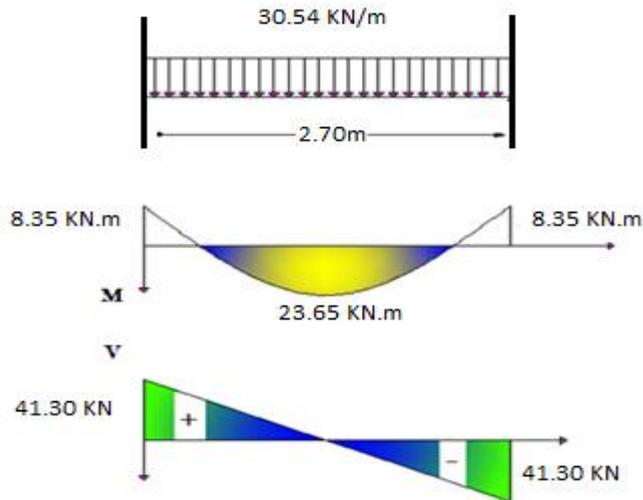


Figure III-10 : Diagramme des sollicitations – E.L.U-

3. Calcul de ferrillage :

➤ En travée :

$$\text{Le moment max en travée : } \begin{cases} M_{tu} = 23.65 \text{ kN.m.} \\ M_{ts} = 17.32 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{23.65}{17.32} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,286$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.65}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,056$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < \mu_{lu} = 0,286 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) \Rightarrow \alpha = 0,072 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5 \times (1 - 0,4 \times 0,072) \Rightarrow Z_b = 30,59 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{23.65 \times 10^3}{30,59 \times 348} \Rightarrow A_s = 2,22 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appui :**

$$\text{Le moment max en appui : } \begin{cases} M_{au} = 8.35 \text{ KN.m.} \\ M_{as} = 6.11 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.35}{6.11} = 1,36$$

$$\mu_{lu} = 0,341\gamma - 0,1776 = 0,341 \times 1,43 - 0,1776 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,286$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.35}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,16 \times 10^3} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,025.$$

$$\mu_{bu} = 0,020 < \mu_{lu} = 0,293 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}) \Rightarrow \alpha = 0,025 < 0,293 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5 \times (1 - 0,4 \times 0,025) \Rightarrow Z_b = 31.19 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{8.35 \times 10^3}{31.19 \times 348} \Rightarrow A_s = 0,77 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures transversales :**

Selon RPA99 (version 2003), la section des aciers transversales donne par: $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S = 8.75 \text{ cm, (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 8.75 \times 30 = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{30}{2} = 17.5 \text{ cm, On prend } S = 15 \text{ cm (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à E.L.S**

- ♦ Section rectangulaire
- ♦ Fissuration peu préjudiciable
- ♦ Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{23.65}{17.32} = 1,36$$

$$\alpha = 0,072 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,35}{6,11} = 1,36$$

$$\alpha = 0,025 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de vérification à l'ELS.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33, 5 \text{ Mpa} \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{41,30}{0,30 \times 0,315} \Rightarrow \tau_u = 437,04 \text{ KN/m}^2 = 0,437 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,437 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{270} = 0,13 \geq 0,0625 \dots \text{condition vérifiée.} \right.$$

$$\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,13 \geq 0,085 \dots \text{Condition vérifiée.} \right.$$

$$\left\{ 4,2 \frac{b \cdot d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,2 \times \frac{30 \times 31,5}{400} = 9,92 > A_s = 2,22 \dots \text{condition vérifiée.} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.

➤ **Calcul de la poutre palier à la torsion :**

Selon l'article **A.5.4.2** des règles **BAEL91 modifiée99**, les contraintes de cisaillement dues à

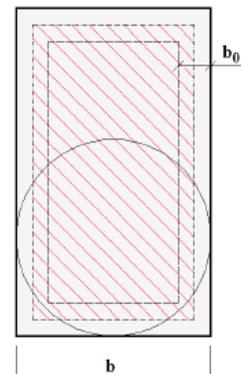
la torsion pour une section pleine se calcul comme suit $\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$

T_u : Le moment de torsion.

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'air du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$



$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30-5) \times (35-5) = 750\text{cm}^2.$$

Le moment de torsion est : $T_u = M_{au} = 8.35\text{KN.m}$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{8.35}{2 \times 750 \times 5} \times 10^3 \Rightarrow \tau_u = 1.1\text{MPa}$$

a. Détermination de l'armature de torsion :

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_t = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}; \quad \text{Avec}$$

U : périmètre de Ω .

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 2[(30-5) + (35-5)] = 110\text{cm}.$$

$$A_t = \frac{110 \times 8.35}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 1.76\text{cm}^2.$$

➤ **Ferraillage total :**

➤ **En travée :**

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 1.76 + 2.22 = 3.98\text{cm}^2$$

Donc on prendre pour le travée : **3T14** Avec : $A_s = 4.62\text{cm}^2$

➤ **Ferraillage minimal :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14\text{cm}^2 \leq 16,07\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **En appui :**

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_s \Rightarrow A_{s\text{-total}} = 1.76 + 0,77 = 2.35\text{cm}^2$$

Donc on prendre pour l'appui : **3T12** Avec : $A_s = 3.39\text{cm}^2$

➤ **Ferraillage minimal :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14\text{cm}^2 \leq 16,07\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage minimal de la section :**

D'après le RPA99 version2003, (art7.5.2.1):

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 5.25\text{cm}^2$$

$$A_s = 8.01\text{cm}^2 > A_{\min}(RPA) = 5.25\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

b. Armatures transversales :

- **En travée**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{8.35 \times 15}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 0,24\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,24 + 1,35 = 1,59\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

L'espace $S = 15\text{cm}^2$.

- **En appui :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{torsion}} = \frac{8.35 \times 10}{2 \times 750 \times 348} \times 10^3 = 0,16\text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,16 + 0,79 = 0,95\text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

L'espace $S = 10\text{cm}^2$.

III-4-3 : Dessin de ferrailage de la poutre palière :

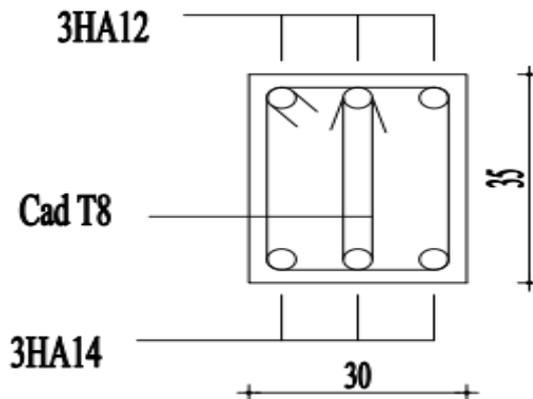


Figure III-11 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-5 : Conclusion :

- Dans ce chapitre, nous avons traité du calcul des surfaces d'armature des éléments secondaire.

- Les éléments secondaires ce sont des éléments mineurs mais importants du bâtiment, tels que relier les étages ou relier le bâtiment a l'atmosphère extérieure comme les balcons.

CHAPITRE

IV

Etude des planchers

IV- études des Planchers :

IV-1 : introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a des planchers à corps creux son rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On a adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage :

- Assurer une bonne isolation phonique et thermique
- Il est plus léger que la dalle pleine.

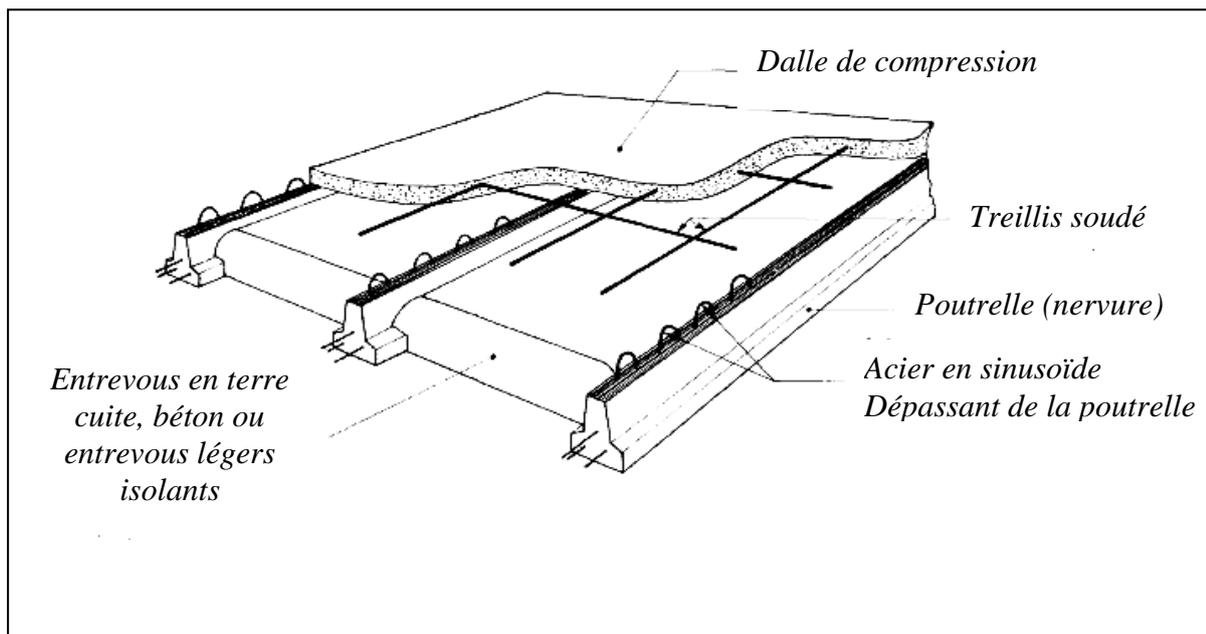


Figure IV-1 : Schéma statique de la coupe de plancher.

IV-2 : Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire ou bien celle de Caquot.

IV-2-1 : Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire: $Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kn/m}^2 \}$.
- Les éléments de poutre ont une section constante.
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de CAQUOT).

Descente des charges sur les nervures:

- **Nervure plancher terrasse:**

$$\text{Poids du plancher: } G = 6.33 \times 0.65 \Rightarrow G = 4.12 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 1 \times 0.65 \Rightarrow Q = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_T = 4.12 \text{ KN/m.} \\ Q_T = 0.65 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

- **Nervure plancher étage courant:**

$$\text{Poids du plancher: } G = 5.28 \times 0.65 \Rightarrow G = 3.43 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 \Rightarrow Q = 0.975 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_C = 3.43 \text{ KN/m.} \\ Q_C = 0.975 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

Vérification des conditions:

$$\triangleright Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$$

- **Planche Terrasse:** $G = 4.12 \text{ KN/m} ; Q = 0.65 \text{ KN/m.}$

$$0,65 \leq \text{Max} (8.23 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Plancher étage courant:** $G_C = 3.43 \text{ KN/m} ; Q_C = 0.975 \text{ KN/m.}$

$$0,975 \leq \text{Max} (6.86 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\triangleright \text{les moments d'inerties sont les mêmes dans tous les travées.}$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- $0.8 \leq \frac{4.65}{3.05} \leq 1.25$**condition non vérifiée.**

La condition n'est pas vérifiée, la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

IV-2-2 : Méthode de Caquot :

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de la méthode :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5\text{Kn/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments sur appui.(B.A.E.L91/99 art B.6.2 ,210 P 92).

a) Evaluation des moments :

a.1) Moment sur appuis (M_q) :

Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_w \times p_w \times l'_w{}^2) + (K_e \times p_e \times l'_e{}^2)}{l'_w + l'_e}$$

Tel que $\left\{ \begin{array}{l} l'_w \text{ et } l'_e \text{ longueurs fictives} \\ q_w; q_e: \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ l' = 0,8.l : \text{travée intermédiaire} \\ l' = l: \text{travée de rive} \end{array} \right.$

a.2) Moment en travée :

$$M_t = M_w - V_w X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

b) Evaluation des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q_{réel} \cdot L$$

Avec :

M_w : moment en appui de gauche de la travée considérée.

M_e : moment en appui de droite de la travée considérée.

l : portée de la travée.

IV-3 : Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

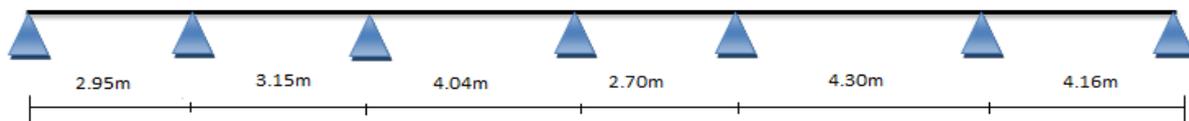


Figure IV-2: Schéma de poutrelle. (6 travée)

1^{er} Cas : Etat limite ultime ELU :

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant

G [KN/m]	4.12		4.12		4.12		4.12		4.12		4.12		
Q [KN/m]	0.65		0.65		0.65		0.65		0.65		0.65		
L[m]	2.95		3.15		4.04		2.70		4.30		4.16		
L' [m]	2.95		2.52		3.23		2.16		3.44		4.16		
$q_{urédult}$	$q_{uréel}$	4.683	6.537	4.683	6.537	4.683	6.537	4.683	6.537	4.683	6.537	4.683	6.537
Mq [KN.m]	0	4.20		4.76		4.47		5.00		8.17		0	
Mw ; Me [KN.m]	0	-4.20	-4.20	-4.76	-4.76	-4.47	-4.47	-5.00	-5.00	-8.17	-8.17	0	
Vw [KN]	-8.22		-13.14		-15.49		-12.33		-17.12		-15.56		
Ve [KN]	11.06		7.45		10.92		5.32		10.99		11.63		
X0 [m]	1.26		2.01		2.37		1.89		2.62		2.38		
M t [KN.m]	5.17		9.01		13.59		7.16		17.42		10.35		

Tableau IV-1: Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELU

Avec :

$$G = 6.33 \times 0,65 = 4.12 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$L = L' \text{ (travée de rive).}$$

$$L' = 0,8.L \text{ (travée intermédiaire).}$$

$$q_{u \text{ réduit}} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{G}{3}\right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_{u \text{ réel}} = 1,35 \cdot G + 1,5Q$$

$$M_q = \frac{q_w \cdot L'_w{}^3 + q_e \cdot L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q_{\text{réel}} \cdot L$$

$$X_0 = -\frac{V_w}{q_{\text{réel}}}$$

$$M_t = M_w - V_w X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_{u \text{ réduit}} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{4.12}{3}\right) + 1,5 \times 0.65 = 4.683 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q_{u \text{ réel}} = 1,35 \times 4.12 + 1,5 \times 0.65 = 6.537 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{4.683 \times 2.95^3 + 4.683 \times 2.52^3}{8,5(2.95 + 2.52)} = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_w = \frac{-4.20 + 4.76}{3.15} - 6.537 \times \frac{3.15}{2} = -13.14 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_e = -13.14 + 6.537 \times 3.15 = 7.45 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow X_0 = \frac{13.14}{6.537} = 2.01 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_t = -4.20 + (13.14 \times 2.01) - \frac{6.537 \times (2.01)^2}{2} = 9.01 \text{ KN.m}$$

2ème Cas : Etat limite de service ELS :

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant :

G [KN/m]	4.12		4.12		4.12		4.12		4.12		4.12		
Q [KN/m]	0.65		0.65		0.65		0.65		0.65		0.65		
L[m]	2.95		3.15		4.04		2.70		4.30		4.16		
L' [m]	2.95		2.52		3.23		2.16		3.44		4.16		
q_s réduit	q_s réel	3.40	4.77	3.40	4.77	3.40	4.77	3.40	4.77	3.40	4.77	3.40	4.77
M_q [KN.m]	0	3.05		3.46		3.25		3.63		5.93		0	
M_w ; M_e [KN.m]	0	-3.05	-3.05	-3.46	-3.46	-3.25	-3.25	-3.63	-3.63	-5.93	-5.93	0	
V_w [KN]	-6.00		-9.56		-11.30		-8.99		-12.48		-11.35		
V_e [KN]	8.07		5.47		7.97		3.89		8.03		8.49		
X₀ [m]	1.26		2.00		2.37		1.88		2.62		2.38		
M_t [KN.m]	3.77		6.53		9.92		5.22		12.70		7.57		

Tableau IV-2: Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELS

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_{s \text{ réduit}} = \left(2 \cdot \frac{4.12}{3} \right) + 0.65 = 3.40 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q_{s \text{ réel}} = 4.12 + 0.65 = 4.77 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{3.40 \times 2.95^3 + 3.40 \times 2.52^3}{8.5(2.95 + 2.52)} = 3.05 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_w = \frac{-3.05 + 3.46}{3.15} - 4.77 \times \frac{3.15}{2} = -9.56 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_e = -9.56 + 4.77 \times 3.15 = 5.47 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow X_0 = \frac{9.56}{4.77} = 2.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_t = -3.05 + (9.56 \times 2.00) - \frac{4.77(2.00)^2}{2} = 6.53 \text{ KN.m}$$

IV-3-1 : Diagramme des efforts :

ELU :

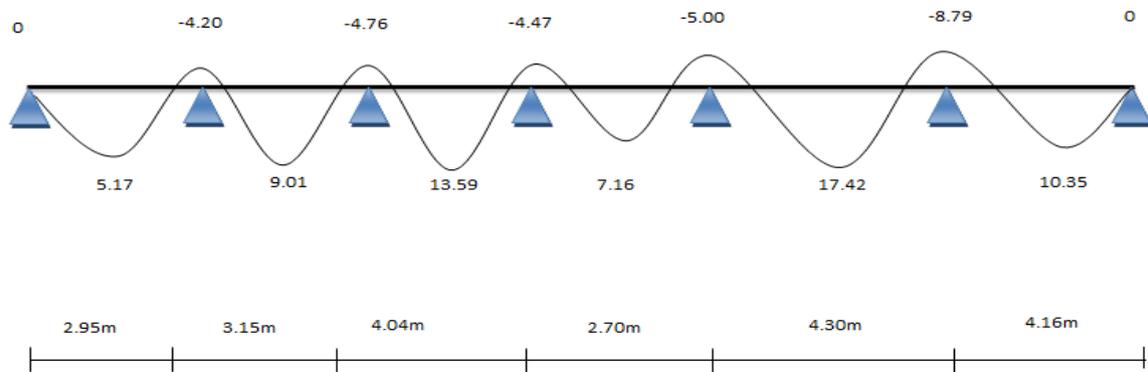


Figure IV-3 : diagramme des moments a l'ELU.

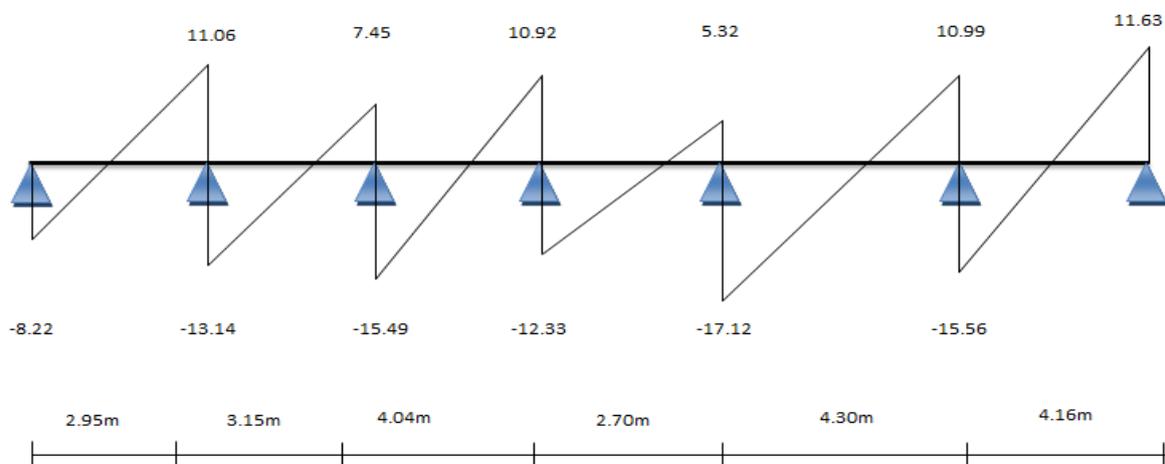


Figure IV-4 : diagramme des efforts tranchant a l'ELU.

E.L.S :

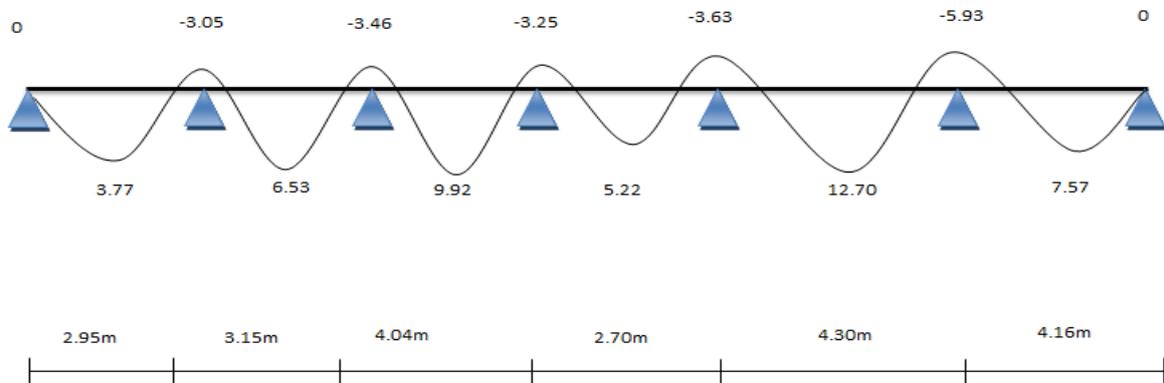


Figure IV-5 : diagramme des moments a l'ELS.

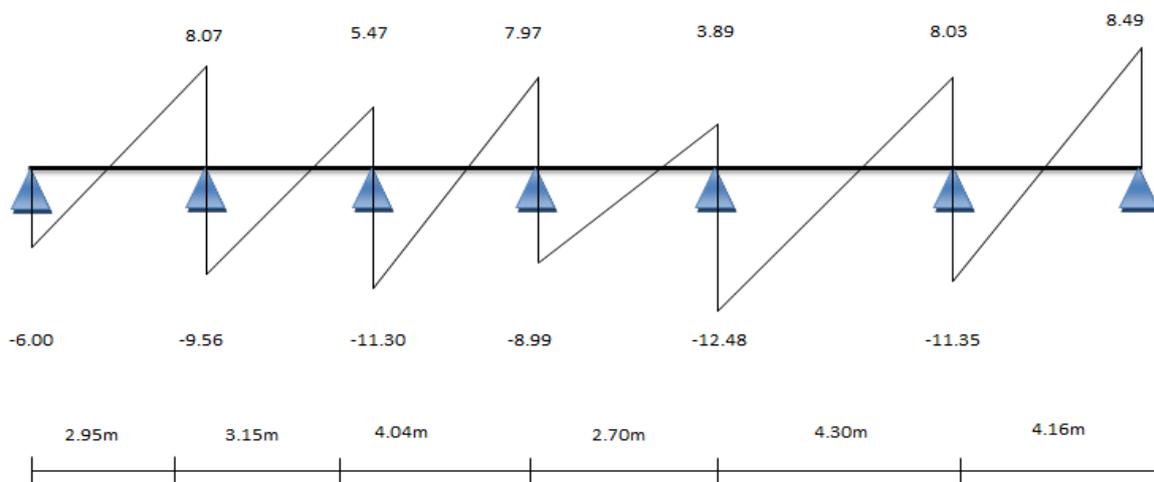


Figure IV-6 : diagramme des efforts tranchant a l'ELS.

IV-3-2 : Ferrailage des poutrelles (ELU) :

- Le moment max sur travée : $M_{t\ max} = 17.42\ \text{KN.m}$
- Le moment max sur appui : $M_{a\ max} = 8.17\ \text{KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V_{U\ max} = 17.12\ \text{KN}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65\ \text{cm} \quad b_0 = 10\ \text{cm} \quad h = 20\ \text{cm} \quad h_0 = 4\ \text{cm} \quad d = 0,9 \times h = 18\ \text{cm}$$

et $f_{bc} = 14,16\ \text{MPa}$

➤ **Sur appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.17}{1 \times 0.18^2 \times 14.16 \times 10^3} = 0,018 < \mu_R = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_R \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0.023$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 17.83\ \text{cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8.17 \times 10^6}{178.3 \times 348} = 1.32\ \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité (BAEL91 art A-4-2)

$$A_{min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.41\ \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min})$$

$$A\ (\text{choisi}) = A_{min} = 1.41\ \text{cm}^2$$

$$\mathbf{2HA12\ \text{donc}\ } A_{\text{réel}} = 2.26\ \text{cm}^2.$$

IV-3-3 : Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \quad \mathbf{CBA93\ (Article\ A.5.1.2.2)}$$

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t = \min(0.571; 0,8; 1)\ \text{cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 0,571\ \text{cm} = 6.00\ \text{mm}$$

$$\text{➤ Choix : } 2\phi\ 8 \quad \longrightarrow \quad A_t = 1.01\ \text{cm}^2$$

➤ **Espacement**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

Zone nodale :

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\ \text{cm}\right\} = \left\{\frac{20}{4}; 12 \times 0,8; 30\ \text{cm}\right\} = 5\ \text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm.}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

IV-3-4 : Ferrailage en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{17.42 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,16} = 0.058$$

$$\mu_{bu} = 0.058 < u_{Lu} = 0,391 \text{ (pas d'armature comprimé) (A}'=0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.075$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 17.46 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{17.42 \times 10^6}{176.9 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_a, A_{\min})$$

$$A \text{ (choisi)} = A_{\min} = 2.87 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA12} \Rightarrow A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_1 \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{10}{10}, 0.8 \right\}$$

$$\emptyset_t = 0.571 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 8$$

➤ L'espacement des armatures transversal :

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

IV-4 : Les vérifications :

IV-4-1 : Vérification à ELS selon BAEL 91 en appui :

Le calcul se fait selon les règles de CBA, 93 et BAEL91

Plancher terrasse :

➤ **Sur appui :**

La fissuration considérée comme peu préjudiciable

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$by_1^2 + 30y_1 (A+A') - 30((d \times A) + (d' \times A')) = 0$$

$$65y_1^2 + 30 \times 1.57y_1 - 30 \times 18 \times 1.57 = 0$$

$$y_1 = 3.27 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15(A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d')^2) = \frac{65 \times 3.27^3}{3} + 15(1.57 \times (18 - 3.27)^2)$$

$$\Rightarrow I = 5867.30 \text{ cm}^4$$

Contraint maximal de compression de béton :

$$M_{ser} = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.93 \times 10^3}{5867.30} \times 3.27$$

$$\sigma_{bc} = 3.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

3.30 < 15 MPa donc condition vérifié

Contraint maximal de traction dans les aciers

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}, \bar{\sigma}_s = \text{pas de limite [la fissuration est peu préjudiciable]}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$by_1^2 + 30y_1 (A+A') - 30((d \times A) + (d' \times A')) = 0$$

$$65y_1^2 + 30 \times 3.14 y_1 - 30 \times 18 \times 3.14$$

$$y_1 = 4.43 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15(A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d')^2) = \frac{65 \times 4.43^3}{3} + 15(3.14 \times (18 - 4.43)^2)$$

$$\Rightarrow I = 10556.89 \text{ cm}^4$$

Contraint maximal de compression de béton

$$M_{ser \max} = 12.70 \text{ kn.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12.70 \times 10^3}{10556.89} \times 4.43$$

$$\sigma_{bc} = 5.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

5.33 MPa < 15 MPacondition vérifié .

Contraint maximal de traction dans les aciers

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_s = \text{pas de limite [la fissuration est peu préjudiciable]}$$

VI-4-2 : Justification vis-à-vis du cisaillement (ELU) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangentielle puis conventionnellement égal à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u = effort tranchant à d'état ultime (N)

b_0 : largeur de l'âme (mm)

d : hauteur utile de la poutre (mm)

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus par des deux valeurs $\left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = 17.12 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \frac{17.12 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

IV-5 : vérification de flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,5} = 0,046 < 0,0625$ **Condition non vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{10 \times 18} = 0,0174 \geq 0,0105$ **Condition vérifiée**
- $L = 4,30\text{m} < 8\text{m}$ **Condition vérifiée**

La 1^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche (**C.B.A93**) :

$$\text{➤ } \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches différées et instantanée dues à l'ensemble des charge permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

f_{pi} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$$\text{Il faut que } \Delta f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta f \leq \bar{f} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

(Pratique du B.A.E.L91 modifiée 99 art B.6.5.3 page 97)

➤ **Évaluation des charges :**

➤ **Calcul du moment fléchissant a E.L.S :**

$$P = g + q = 4.12 + 0.65 = 4.77 \text{ KN / ml}$$

$$G = g = 4.12 \text{ KN/ml}$$

$$J = 2.85 \times 0.65 = 1.85 \text{ KN / ml}$$

Sachant que:

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

g : l'ensemble des charge permanentes

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements

➤ **Calcul des moments:**

$$M_p = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{4.77 \cdot 4.30^2}{8} = 11.025 \cdot \text{m} \Rightarrow M_{tp} = 0.85 \times 11.025 = 9.37 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{4.12 \cdot 4.30^2}{8} = 9.522 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tp} = 0.85 \times 9.522 = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \cdot l^2}{8} = \frac{1.85 \cdot 4.30^2}{8} = 4.280 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tp} = 0.85 \times 4.280 = 3.64 \text{ KN.m}$$

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

Position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0$$

$$65y_1^2 + 94.2y_1 - 1695.6$$

$$y_1 = 4.43 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section

$$I = \frac{1}{3} b_0 y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 4.43^3 + 15 \times 3.14 \times (18 - 4.43)^2$$

$$I = 10556.89 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des Contraintes:**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 9.37 \times 10^{-3}}{10556.89 \times 10^{-8}} (0.18 - 0.044) = 181.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.09 \times 10^{-3}}{10556.89 \times 10^{-8}} (0.18 - 0.044) = 156.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 3.64 \times 10^{-3}}{10556.89 \times 10^{-8}} (0.18 - 0.044) = 70.34 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho (2 + P \frac{b_0}{b})} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{3,14}{10 \times 18} = 0,0174$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 2,45$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,98$$

$$u_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,0174) \times 181,06 + 2,1} = 0,75$$

$$u_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,0174) \times 156,33 + 2,1} = 0,72$$

$$u_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,0174) \times 70,34 + 2,1} = 0,47$$

L'inertie de la section totale homogène:

➤ **Calcul C.D.G :**

$$V_1 = \frac{\sum \Omega_i \times Z_i}{\sum \Omega_i}$$

$$V_1 = \frac{(65 \times 4) \times 18 + (10 \times 16) \times 10}{(65 \times 4) + (10 \times 16)}$$

$$V_1 = 14,95 \text{ cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 20 - 14,95$$

$$\Rightarrow V_2 = 5,05 \text{ cm}$$

➤ **Calcul le Moment d'inertie :**

$$I_{0/G} = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2$$

$$I_{0/G} = \frac{65 \times 14,95^3}{3} + \frac{65 \times 5,05^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (18 - 14,95)^2$$

$$\Rightarrow I_{0/G} = 75624,73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i u_p} = \frac{1,1 \times 75624,73}{1 + 2,45 \times 0,75} = 29317,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i u_g} = \frac{1,1 \times 75624,73}{1 + 2,45 \times 0,72} = 30096,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v u_g} = \frac{1,1 \times 75624,73}{1 + 0,98 \times 0,72} = 48772,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i u_j} = \frac{1.1 \times 75475.43}{1 + 2.45 \times 0.47} = 38664.74 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{9.37 \times 4.30^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 29317.08} = 0.1837 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{8.09 \times 4.30^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 30096.67} = 0.1545 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{8.09 \times 4.30^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 48772.98} = 0.2835 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3.64 \times 4.30^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 38664.74} = 0.0541 \text{ cm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (0.2835 - 0.0541) + (0.1837 - 0.1545)$$

$$\Delta f = 0.2586 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + (L/1000) = (450/500) = 0.86 \text{ cm} > \Delta f = 0.2586 \text{ Condition vérifiée .}$$

IV-6 : Schéma de ferrailage :

➤ **En travée :**

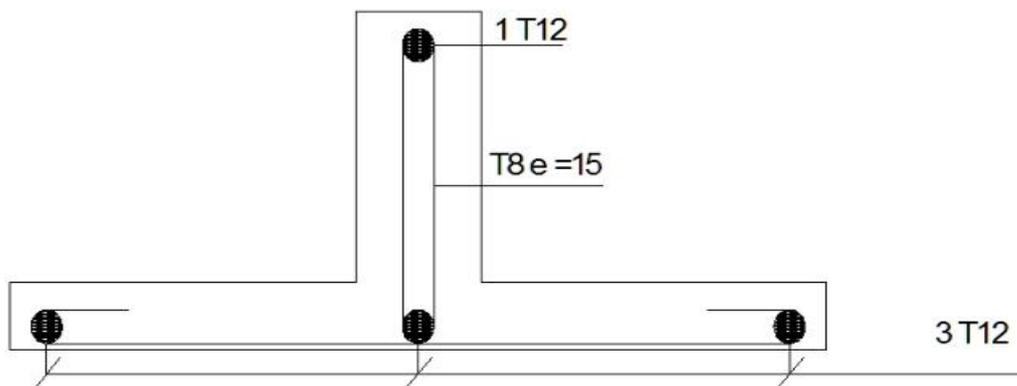


Figure IV- 7 : ferrailage de la nervure en travée.

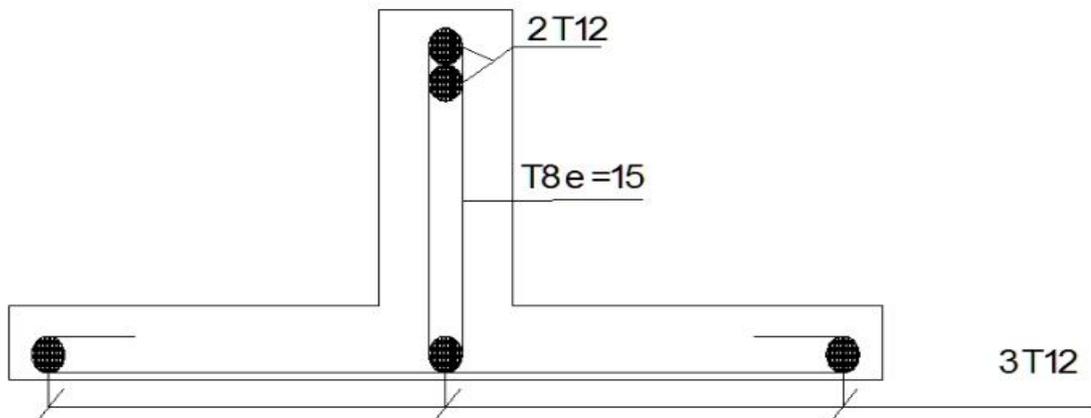
➤ **Sur appuis :**

Figure IV- 8 : ferrailage de la nervure sur appuis.

IV-7 : Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures. (A en cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 520$ MPa quadrillage de T.S. 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2 / ml$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit $5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

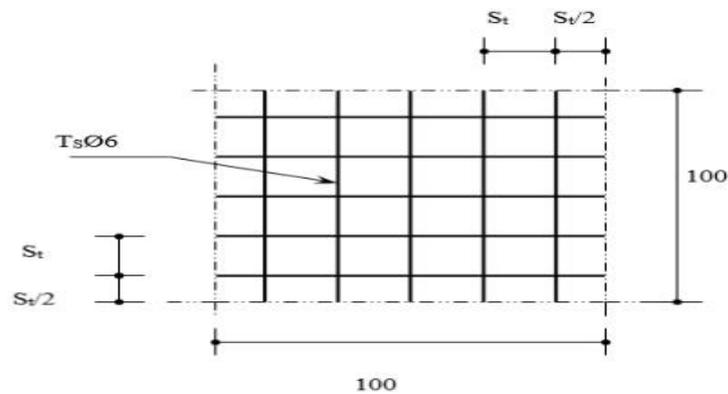


Figure IV-9 : ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression.

IV-8 : Conclusion :

- Les planchers sont des éléments préparé pour recevoir les charges qui a leur tour sont répartie sur les poutres, poteaux jusqu'à ce qu'elles atteignent le sol.
- Selon l'utilisation les charges est différent et les méthodes d'étude de ces éléments.

CHAPITRE

V

Etude dynamique

V : étude dynamique :

V-1 : Introduction :

Les séismes se manifestent par des vibrations transitoires du sol provoquées par les ondes sismiques émises lors du déplacement (rupture) du sol le long des failles actives à partir d'un point appelé foyer.

Suite aux dispositions des Règles Parasismiques Algériennes version 2003, le territoire algérien est divisé en 4 principales zones sismiques, le présent chapitre consistera à examiner l'influence de disposition des voiles sur le comportement dynamique de ce bâtiment.

Le calcul des forces sismiques peut être mené selon :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.

V-2 : Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. (RPA99/Version 2003)

V-2-1 : Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et 30m en zone III. (RPA99/Version 2003)

Dans notre cas : $H = 15.30.m < 65m$ (H : hauteur du bâtiment).

Régularité en plan : RPA99/Version 2003 [art.3.5] :

Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieure à 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou oscillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent Progressivement, sans changement brusque, de la basse au sommet du bâtiment.

Le bâtiment est classé régulier en élévation, puisque tous les critères de régularité en plan et en élévation sont respectés, donc le bâtiment est classé « Régulier ».

V-2-2: Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule de **RPA99/Version 2003** :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

• Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération de zone, A , est donné par **le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment est donnée dans le tableau ci-dessous :

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V-1 : Coefficient d'accélération de zone A

- **Pourcentage d'amortissement critique ξ :**

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Voiles ou murs en béton armé $\xi = 7 \%$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Selon le tableau 4.3 de **RPA99/version 2003**, pour un système de contreventement voiles.

⇒ $R = 3.5$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D : RPA99/Version 2003**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = CT h_n^{3/4}$$

Dans le cas 3 et 4 dans le tableau 4.6 (RPA version 2003) on peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h / \sqrt{D}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 15.30 \text{ m.}$$

et D : longueur de la sens considérés.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 des RPA99/Version 2003.

Pour les portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie $CT = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.39 \text{ s}$$

$$\text{Suivant x-x : } L_x = 23.40 \text{ m.} \quad T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{l_x}} = \frac{0.09 \times 15.30}{\sqrt{23.34}} = 0.28 \text{ s}$$

$$\text{Suivant y-y : } L_y = 10.85 \text{ m.} \quad T_y = \frac{0.09h}{\sqrt{l_y}} = \frac{0.09 \times 15.30}{\sqrt{10.85}} = 0.42 \text{ s}$$

$$T = \min (CT h_N^{3/4}; 0.09h / \sqrt{D})$$

$$T_x = \min (0.39; 0.28) \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.28 \text{ s.}$$

$$T_y = \min (0.39 ; 0.42) \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.39 \text{ s.}$$

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme (S2)

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.40 \text{ s} \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7}) \text{ RPA99/Version 2003.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} > 0.7 \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

$$T_x = 0.28 \text{ s}$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \quad \text{alors} \quad 0 \leq 0.28 \leq 0.40$$

$$\text{Donc: } D_x = 2.5\eta \rightarrow D_x = 2.2$$

$$T_y = 0.39 \text{ s}$$

$$0 \leq T_y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.39 \leq 0.40 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5\eta \rightarrow D_y = 2.2$$

• **Facteur de qualité Q :**

Critère q »	Pq			
	Observation		Pénalités	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
1. Conditions minimales sur les files contreventements	Oui	Non	0	0.05
2. Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
3. Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
4. Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	Non	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	Non	0.1	0.1

Tableau V-2 : calculs du facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 des RPA 99/Ver. 2003**

$$Q_x = 1.20 \quad Q_y = 1.25$$

• **Poids totale de la structure :**

W : Poids de la structure est égal à la somme des poids, W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec} \quad W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitations et donnée par le tableau 4.5. , $\beta = 0.2$ (RPA99/Version 2003)

Donc le poids total de la structure $W = 10144.1312 \text{ KN}$

La force statique totale à la base de la structure pour la zone IIa est :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.20}{3.5} \times 10144.1312$$

$$V_x = 1147.735 \text{ KN}$$

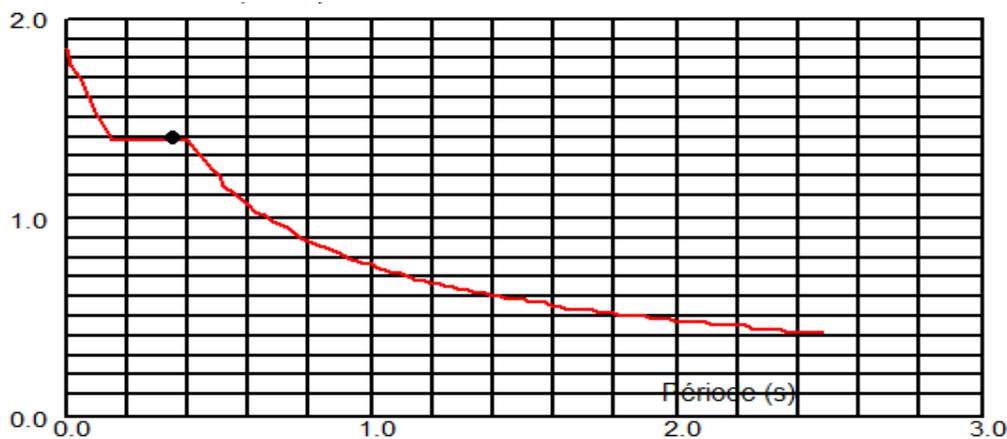
$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.25}{3.5} \times 10144.1312$$

$$V_y = 1195.558 \text{ KN}$$

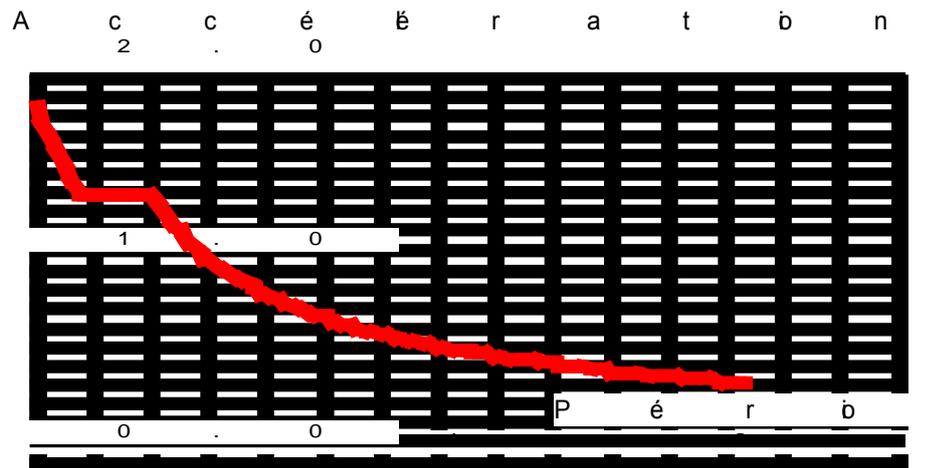
V-3 : Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

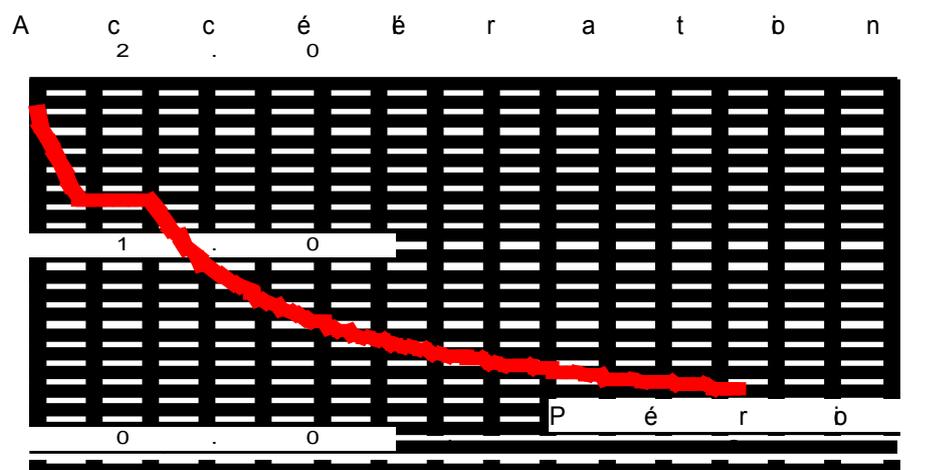
$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$



FigureV-1 : spectre de réponse de la disposition I en zone IIa.



FigureV-2 : spectre de réponse de la disposition II en zone IIa.

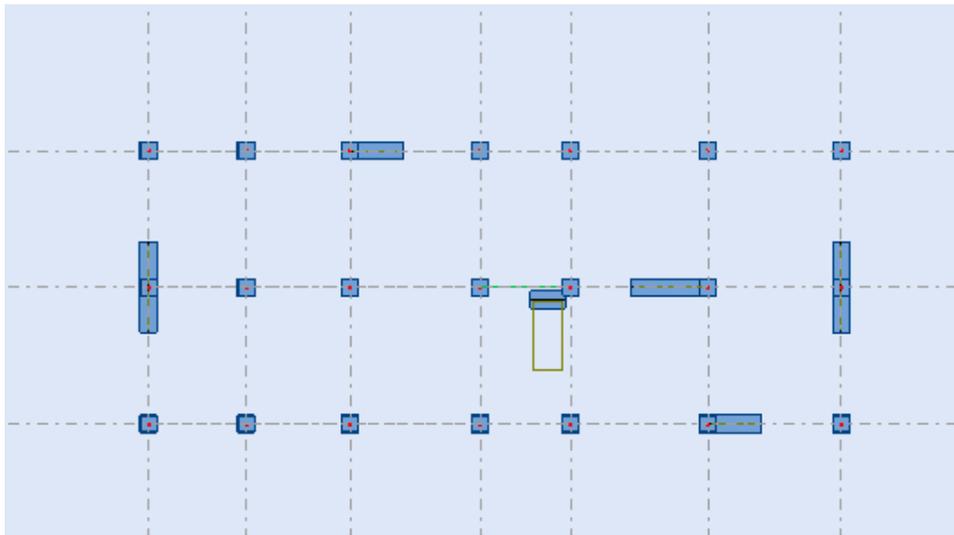


FigureV-3 : spectre de réponse de la disposition III en zone IIa.

• Disposition des voiles:

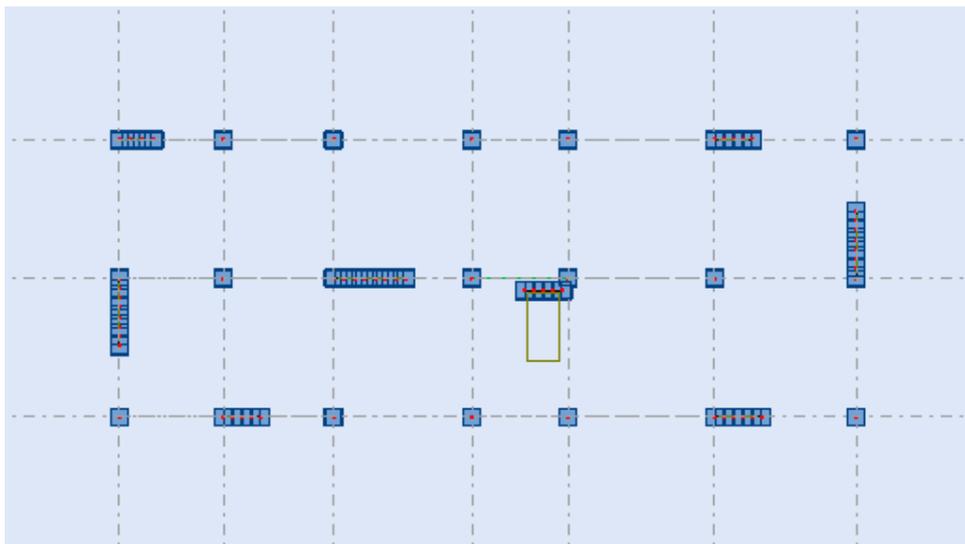
La forme architecturale dans notre structure a compliqué le choix des dispositions des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit aux non vérification des interactions portique-voile, après plusieurs essais, on a obtenu les dispositions idéale représentée dans les figures ci-dessous :

Disposition I :



FigureV-4 : Disposition I des voiles.

Disposition II :



FigureV-5 : Disposition II des voiles.

Disposition III :

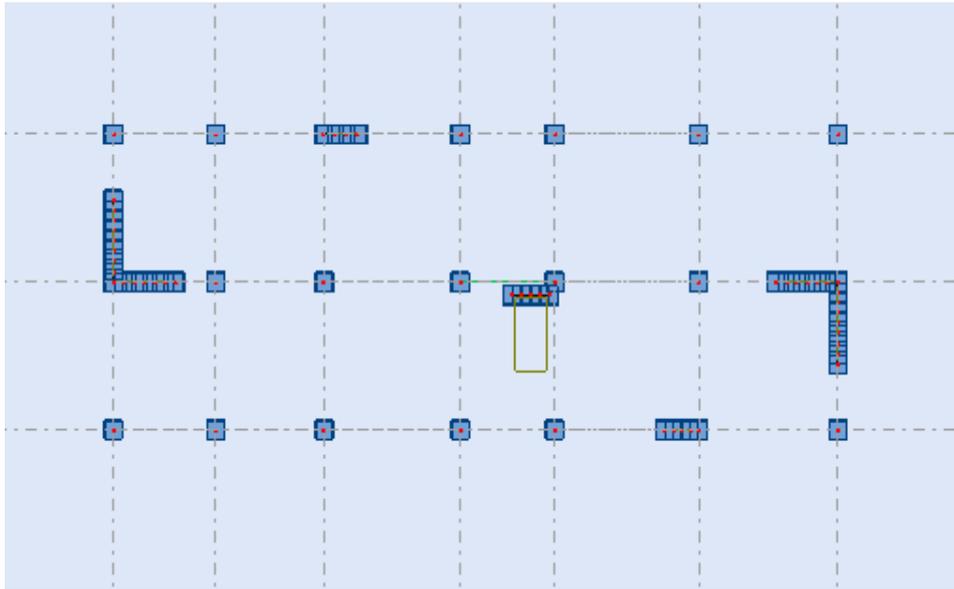


Figure V-6 : Disposition III des voiles.

V-4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ROBOT :

V-4-1 : périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Disposition I :

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode

Mode	Période	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0,47	0,05	74,14	0,05	74,14	0
2	0,42	74,75	74,21	74,69	0,08	0
3	0,35	75,18	74,39	0,43	0,17	0
4	0,13	75,52	90,06	0,34	15,68	0
5	0,12	90,39	91,45	14,87	0,39	0
6	0,09	91,29	92,48	0,01	0,03	0
7	0,08	93,41	92,92	0,02	0,44	0

Tableau V-3 : période et participation des masses donnée par ROBOT

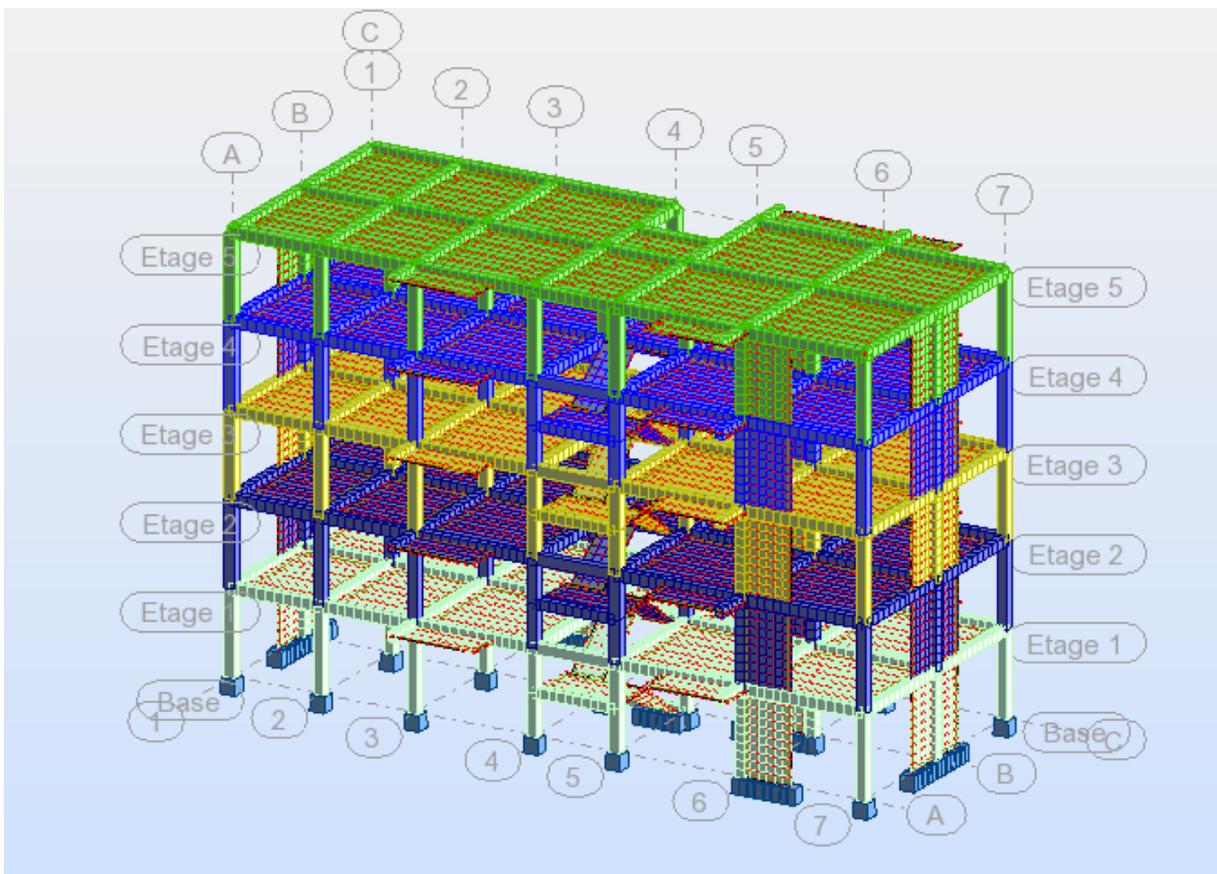
Le taux de la participation massique tel qu'il est exigé dans les RPA99/Version 2003 a dépassé 90% en mode 5 suivant le sens x-x et en mode 4 suivant le sens y-y.

La période obtenue par le logiciel ROBOT dans le premier mode doit être inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques tel que préconise les RPA99 et majorée de 30%.

$$T(\text{RPA}) = T = 0.39$$

$$T = 0,47\text{s} \leq 1,30 \times 0,39 = 0,507\text{ s}$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.47\text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = 0.39 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$



FigureV-7 : vue de la modélisation de la structure par le logiciel ROBOT.

Disposition II :

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode

Mode	Période	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0,50	0,00	74,94	0,00	74,94	0
2	0,43	72,89	74,95	72,89	0,01	0
3	0,37	75,93	75,19	3,04	0,23	0
4	0,14	75,94	90,55	0,01	15,36	0
5	0,12	89,94	91,55	14,00	0,00	0
6	0,10	91,15	92,58	0,21	0,03	0
7	0,09	92,16	93,18	0,01	0,59	0

Tableau V-4 : période et participation des masses donnée par ROBOT

Le taux de la participation massique tel qu'il est exigé dans les RPA99 a dépassé 90% en mode 6 suivant le sens x-x et en mode 4 suivant le sens y-y.

La période obtenue par le logiciel ROBOT dans le premier mode doit être inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques tel que préconise les RPA99 et majorée de 30%.

$$T(\text{RPA}) = T = 0.39$$

$$T = 0,50\text{s} \leq 1,30 \times 0,39 = 0,507 \text{ s}$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.50 \text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = 0.39 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Disposition III :

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode

Mode	Période	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0,47	34,85	40,58	34,85	40,58	0
2	0,40	74,90	74,08	40,05	33,50	0
3	0,32	75,52	74,45	0,62	0,37	0
4	0,14	80,76	84,44	5,24	9,99	0
5	0,11	90,60	90,88	9,84	6,43	0
6	0,09	91,64	91,45	0,03	0,58	0
7	0,08	93,65	92,46	0,01	0,01	0

Tableau V-5 : période et participation des masses donnée par ROBOT

Le taux de la participation massique tel qu'il est exigé dans les RPA99 a dépassé 90% en mode 5 suivant les deux sens x-x et y-y.

La période obtenue par le logiciel ROBOT dans le premier mode doit être inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques tel que préconise les RPA99 et majorée de 30%.

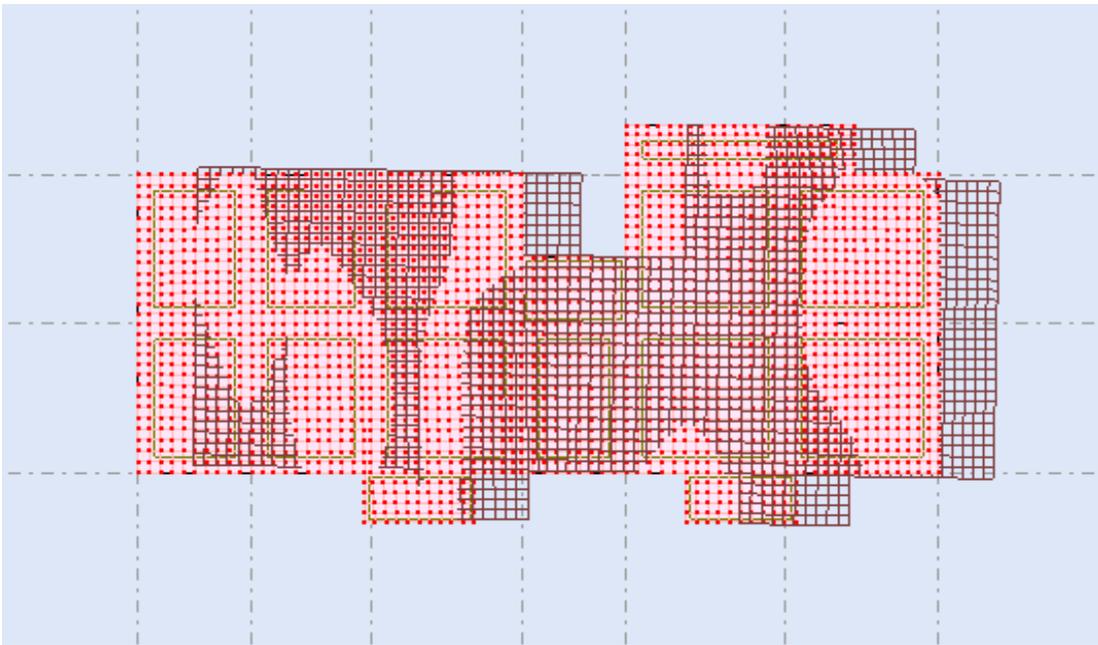
$$T(\text{RPA}) = T = 0.39$$

$$T = 0,47 \text{ s} \leq 1,30 \times 0,39 = 0,507 \text{ s}$$

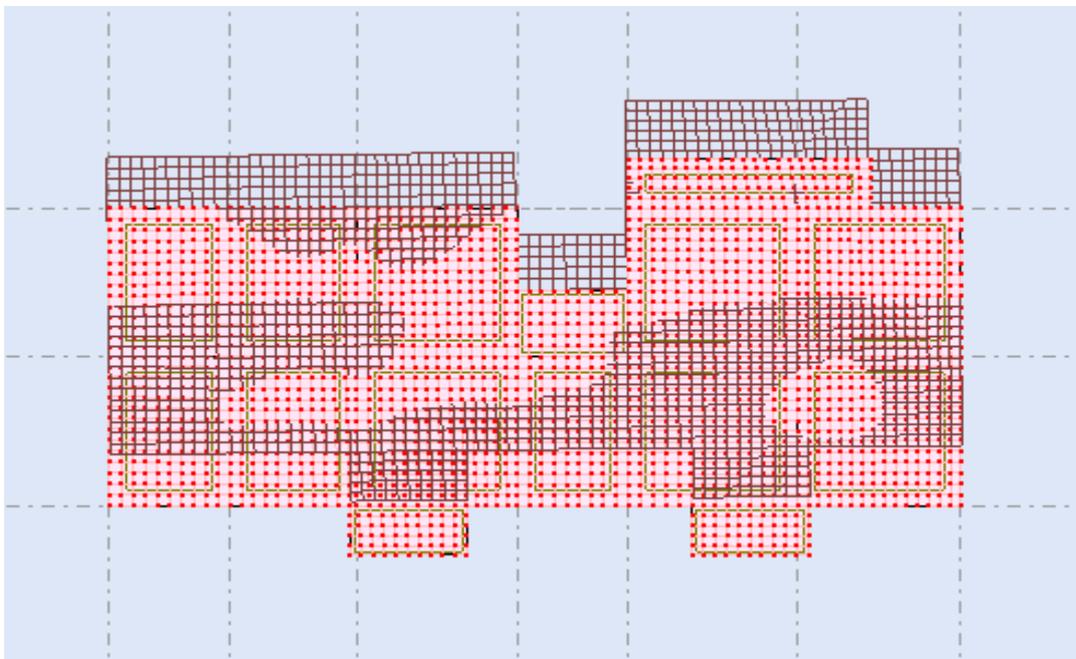
$$T_{\text{ROBOT}} = 0.47 \text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = 0.39 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V-4-2 : Comportement dynamique de la structure :

- Le premier mode représente une translation suivant y-y :

**FigureV-8 :** translation suivant x-x.

- Le deuxième mode représente une translation suivant y-y :

**FigureV-9 :** translation suivant y-y.

- Le troisième mode représente une rotation suivant z-z :

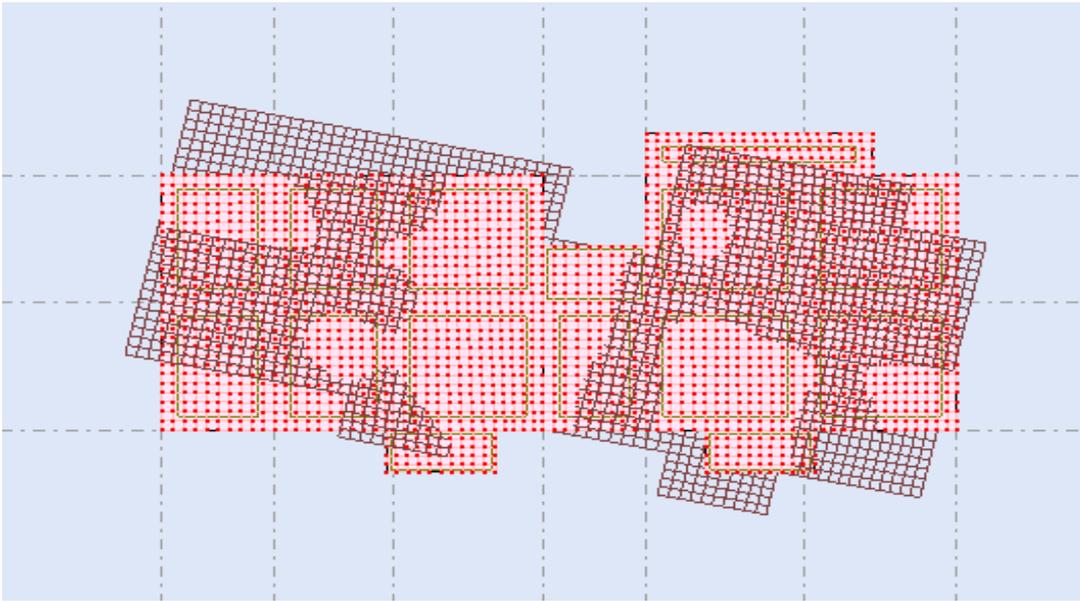


Figure V-10 : rotation suivant z-z.

V-5 : Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

V-5-1 : Justification de l'interaction voiles-portiques exigée par Les RPA99 (Art3.4.a) pour les systèmes mixtes ce qui suit :

		POSITION I		POSITION II		POSITION III	
		Valeur N	%	Valeur N	%	Valeur N	%
Effort vertical total		47699.05	100%	47630.88	100%	47452.36	100%
Effort horizontal total	x-x	3984.17	100%	3879.26	100%	3297.65	100%
	y-y	3710.10	100%	3577.08	100%	3242.08	100%
Effort vertical poteaux		34685.97	72.72%	32935.25	69.15%	37209.5	78.41%
Effort horizontal poteaux	x-x	240.96	6.04%	228.65	5.89%	185.30	5.61%
	y-y	187.21	5.04%	173.61	4.85%	143.88	4.44%
Effort vertical voile		13012.39	27.28%	14695.62	30.85%	10242.86	21.59%
Effort horizontal voile	x-x	3743.21	93.96%	3650.61	94.11%	3112.35	94.39%
	y-y	3522.89	94.96%	3403.46	95.15%	3098.2	95.56%

Tableau V-6 : résultats des efforts donnés par ROBOT

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. (RPA99)

Coefficient de comportement global de la structure = 3.5

V-5-2 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le [RPA] exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base		V _{dyn}	V _{st}	0,8V _{st}	Observation
POSITION I	Suivant x-x	1043,55	1147.735	918.188	Vérifiée
	Suivant y-y	970,42	1195.558	956.446	Vérifiée
POSITION II	Suivant x-x	1018,16	1193.195	954.556	Vérifiée
	Suivant y-y	938,06	1145.468	916.374	Vérifiée
POSITION III	Suivant x-x	1040.53	1188.559	950.847	Vérifiée
	Suivant y-y	950.070	1141.016	912.812	Vérifiée

Tableau V-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

V-5-3 : Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. (Art 5.10) **RPA99**

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

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

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Disposition III :**Sens x-x**

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	1% h_n	Observation
RDC	3.06	3.5	0,003	0,0110	0	0,0110	0,0306	Vérifiée
01	3.06	3.5	0,008	0,0280	0,0110	0,0170	0,0306	Vérifiée
02	3.06	3.5	0,014	0,0490	0,0280	0,0210	0,0306	Vérifiée
03	3.06	3.5	0,020	0,0700	0,0490	0,0210	0,0306	Vérifiée
04	3.06	3.5	0,025	0,0875	0,0700	0,0175	0,0306	Vérifiée

Tableau V-8 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position III**Sens y-y**

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	1% h_n	Observation
RDC	3.06	3.5	0,003	0,0110	0	0,0110	0,0306	Vérifiée
01	3.06	3.5	0,008	0,0280	0,0110	0,0170	0,0306	Vérifiée
02	3.06	3.5	0,014	0,0490	0,0280	0,0210	0,0306	Vérifiée
03	3.06	3.5	0,020	0,0700	0,0490	0,0210	0,0306	Vérifiée
04	3.06	3.5	0,026	0,0910	0,0700	0,0210	0,0306	Vérifiée

Tableau V-9 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position III**Disposition II :****Sens x-x**

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	1% h_n	Observation
RDC	3.06	3.5	0,004	0,0140	0	0,0140	0,0306	Vérifiée
01	3.06	3.5	0,010	0,0350	0,0140	0,0210	0,0306	Vérifiée
02	3.06	3.5	0,017	0,0595	0,0350	0,0245	0,0306	Vérifiée
03	3.06	3.5	0,023	0,0805	0,0595	0,0210	0,0306	Vérifiée
04	3.06	3.5	0,029	0,1015	0,0805	0,0210	0,0306	Vérifiée

Tableau V-10 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position II

Sens y-y

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$1\%h_n$	Observation
RDC	3.06	3.5	0,004	0,0140	0	0,0140	0,0306	Vérifiée
01	3.06	3.5	0,012	0,0420	0,0140	0,0280	0,0306	Vérifiée
02	3.06	3.5	0,020	0,0700	0,0420	0,0280	0,0306	Vérifiée
03	3.06	3.5	0,028	0,0980	0,0700	0,0280	0,0306	Vérifiée
04	3.06	3.5	0,035	0,1225	0,0980	0,0245	0,0306	Vérifiée

Tableau V-11 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position II

Disposition I :

Sens x-x

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$1\%h_n$	Observation
RDC	3.06	3.5	0,003	0,0110	0	0,0110	0,0306	Vérifiée
01	3.06	3.5	0,009	0,0315	0,0110	0,0205	0,0306	Vérifiée
02	3.06	3.5	0,016	0,0560	0,0315	0,0245	0,0306	Vérifiée
03	3.06	3.5	0,023	0,0810	0,0560	0,0250	0,0306	Vérifiée
04	3.06	3.5	0,028	0,0980	0,0810	0,0170	0,0306	Vérifiée

Tableau V-12 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position I

Sens y-y

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$1\%h_n$	Observation
RDC	3.06	3.5	0,004	0,0140	0	0,0140	0,0306	Vérifiée
01	3.06	3.5	0,011	0,0385	0,0140	0,0245	0,0306	Vérifiée
02	3.06	3.5	0,018	0,0630	0,0385	0,0245	0,0306	Vérifiée
03	3.06	3.5	0,026	0,0910	0,0630	0,0280	0,0306	Vérifiée
04	3.06	3.5	0,033	0,1155	0,0910	0,0245	0,0306	Vérifiée

Tableau V-13 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position I

V-5-4 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10 \dots\dots\dots(\text{art 5,9}) \text{ [RPA99]}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Disposition III :**Sens x-x**

Niveau	P_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_i (m)	θ
RDC	2244,8374	0,0110	1040.53	3.06	0.0075
1	1981,7233	0,0170	961.494	3.06	0.0115
2	1981,7233	0,0210	821.951	3.06	0.0141
3	1981,7233	0,0210	612.636	3.06	0.0141
4	1894,774	0,0175	333.550	3.06	0.0325

Tableau V-14 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ de la Position III Sens x-x

Sens y-y

Niveau	P_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_i (m)	θ
RDC	2244,8374	0,0110	950.070	3.06	0.00849
1	1981,7233	0,0170	877.906	3.06	0.0125
2	1981,7233	0,0210	750.494	3.06	0.0181
3	1981,7233	0,0210	559.377	3.06	0.0243
4	1894,774	0,0210	304.377	3.06	0.0427

Tableau V-15 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ de la Position III Sens y-y

Disposition II :**Sens x-x**

Niveau	P_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_i (m)	θ
RDC	2250,5780	0,0140	1018,16	3.06	0.0101
1	1992,4639	0,0210	968,16	3.06	0.141
2	1992,4639	0,0245	842,82	3.06	0.189
3	1992, 4639	0,0210	655,45	3.06	0.208
4	1895,4745	0,0210	394,67	3.06	0.0329

Tableau V-16 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position II Sens x-x**Sens y-y**

Niveau	P_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_i (m)	θ
RDC	2250,5780	0,0140	938,06	3.06	0.0109
1	1992,4639	0,0280	888,90	3.06	0.0205
2	1992,4639	0.0280	774,24	3.06	0.0235
3	1992, 4639	0,0280	607,11	3.06	0.300
4	1895,4745	0,0245	368,77	3.06	0.0411

Tableau V-17 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position II Sens y-y**Disposition I :****Sens x-x**

Niveau	P_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_i (m)	θ
RDC	2256,3187	0,0110	1043,55	3.06	0.0077
1	1998,2045	0,0205	991,76	3.06	0.0134
2	1998,2045	0,0245	865,02	3.06	0.0185
3	1998,2045	0,0250	675,54	3.06	0.0242
4	1890,2697	0,0170	408,30	3.06	0.0257

Tableau V-18 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position I Sens x-x

Sens y-y

Niveau	P_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_i (m)	θ
RDC	2256,3187	0,0140	970,42	3.06	0.0106
1	1998,2045	0,0245	920,40	3.06	0.0174
2	1998,2045	0,0245	803,55	3.06	0.0199
3	1998,2045	0,0280	631,75	3.06	0.0289
4	1890,2697	0,0245	383,98	3.06	0.0394

Tableau V-19 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position I Sens y-y

La condition de la justification Vis A Vis De l'effet P- Δ a été vérifiée en toute les dispositions des voiles.

V-5-5 : Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit (art 7.4.3.1) [RPA99]

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}}$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'article nous exige de vérifier la relation suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

La vérification de cet effort sera effectuée sur le poteau le plus sollicité de section (35x35) et un effort N_d obtenu égale à : $N_d = 900.05 \text{ KN}$ Sous la combinaison.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} = \frac{900.05 \times 10^3}{330^2 \times 25} = 0.293 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V-5-6 : Effets de la torsion accidentelle :

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales

Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7. [RPA99]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

La condition a vérifié et donnée par :

$$(CM_x - CR_x) < \pm 5\% L_y$$

$$(CM_y - CR_y) < \pm 5\% L_x$$

Cette vérification sera effectuée selon les données du tableau ci-dessous :

Niveau	CM x-x	CM y-y	CR x-x	CR y-y	Observation
RDC	11.99	4.51	11.69	4.43	Vérifiée
Etages	12.05	4.68	11.80	4.45	Vérifiée

Tableau V-20 : vérification de l'effet de torsion

V-6 : conclusion :

- L'analyse des résultats obtenus à partir des tableaux et avec l'illustration par les figures précédentes permet de relever les points suivants :

- Le spectre de réponse de la structure introduit au logiciel d'étude ROBOT joue un rôle majeur dans la vérification de la l'influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique de la structure.

- Le bâtiment répond aux conditions de régularité en plan et en élévation.

- La justification de l'interaction voile portique a défini que le système contreventement est de type voiles porteurs avec un coefficient de comportement global égal à 3.5.

- Le comportement dynamique de notre structure répond aux exigences de l'RPA qui préconise une participation massique supérieure à 90% dans les premiers modes aux trois propositions des voiles préconisées.

- D'après les résultats obtenus pour les trois propositions des voiles, nous remarquons que le comportement modal est prédominé par des modes de vibration fondamentaux de translation.

- La force sismique a la base dans les trois dispositions des voiles différents est vérifiée avec l'effort dynamique dans les deux sens considérés x-x et y-y, selon le RPA99 version 2003.

- La réponse de structures en déplacement relatif inter-étages est au-dessous de limites préconisée selon le RPA99 version 2003 pour les deux directions x-x et y-y.

- L'étude de ce bâtiment par les trois dispositions des voiles différents a représenté la vérification de l'effort normal réduit qu'est conseillé au RPA 99 version 2003.

- L'étude de notre bâtiment selon les trois propositions des voiles est répond au critère de l'effets de la torsion accidentelle.

- Pour les trois dispositions des voiles différents et dans les deux directions, la réponse de la structure en termes de justification vis à vis de l'effet P- Δ ne dépasse pas la limite admissible préconisée par la méthodologie de notre règlement algérien, le RPA99 version 2003.

CHAPITRE

VI

**Etude des éléments
structureaux**

VI : Etude des éléments structuraux :

VI-1 : Introduction :

Le présent chapitre a pour objet d'étudier les éléments structuraux en trois différentes dispositions des voiles en zone IIa ces éléments sont réalisés en béton armé .leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telles sort qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations .

VI-2 : Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ;

Il est déterminé selon les combinaisons suivant :

- Selon BAEL91 : $1.35G + 1.5Q$
 $G+Q$
- Selon RPA99 V2003 : $0.8G \pm E$
 $G+Q \pm E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charge d'exploitations.

E ; action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

VI-2-1 : Spécifications pour les poteaux : (art 7-4) RPA99/version 2003

➤ Armatures longitudinales :

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

(Art 7-4-2-1) RPA99

Leur pourcentage minimal sera de :

-0.8 % en zone II

- Leur pourcentage maximal sera de :

-4% en zone courante

-6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :

-40 ϕ en zone I et II

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

-25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. RPA99

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

RPA 99/ version 2003 (Art 7-4-2-1)

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \times Vu}{h_1 \times f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 hauteur totale de la section brute.
- f_e contrainte limite élastique de l'acier transversale.
- ρ est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

➤ **Dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$ en zone I et II

➤ **Dans la zone courante :**

$t' \leq 15\phi$ en zone I et II

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

-La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_2 est l'élanement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \left[\frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b} \right]$$

VI-2 -2 : Sollicitations de calcul :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables au niveau de l'RDC :

Effort normal maximal et le moment correspondant : N_{max} $M_{correspondant}$

Effort normal minimal et le moment correspondant : N_{min} $M_{correspondant}$

Moment maximum et l'effort normal correspondant : M_{max} $N_{correspondant}$

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ROBOT, et sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Disposition	N_{min}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
I	285.42	15.70	1000.86	9.45	18.28	560.41
II	170.79	14.72	928.58	7.13	20.96	599.83
III	254.31	15.02	1084.74	9.98	26.47	522.83

Tableau VI-1 : Tableau récapitulatif des sollicitations sur les poteaux dans toutes les Dispositions des voiles au niveau RDC

VI-2 -3 : Ferrailage du poteau :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC pour la première proposition des voiles, et le reste des résultats de ferrailage des autres proposition d'étude (la 2^{eme} et la 3^{eme}) seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 35 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$

1^{er} cas) calcul sous N_{max} et M_{corr} :

$N_{max} = 1000.86 \text{ KN} ; M_{corr} = 9.45 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.45}{1000.86} = 0.0090 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = 0.175\text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$(\alpha) \leq (b) \dots\dots\dots (I)$

$(\alpha) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 9.45 + 1000.86 \times (0.32 - 0.175) = 163.484 \text{ KN.m}$$

$$(\alpha) = 1000.86 \times (0.32 - 0.03) - 163.484 = 144.165 \text{ KN.m} = 0.144165 \text{ MN.m}$$

$$(b) = (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) 0.35 \times 0.35 \times 14.17 = 0.162560$$

$$(\alpha) \leq (b) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{163.484 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.32$$

$$\mu_{bu} = 0.32 > \mu_{ul} = 0.186$$

On est pivot B : ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.5$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \times d = 0.256 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{163.484 \times 10^{-3}}{0.256 \times 348} = 1.84 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_1 = 18.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\delta_s} = 18.4 - \frac{1000.86 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -10.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10.36 \text{ cm}^2$$

2^{er} cas) calcul sous N_{\min} et M_{corr} :

$$N_{\min} = 285.42 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corr}} = 15.70 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15.70}{285.42} = 0.078 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$(\alpha) \leq (b) \dots\dots\dots (I)$$

$$(\alpha) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 15.70 + 285.42 (0.32 - 0.175) = 57.085 \text{ KN.m}$$

$$(\alpha) = 285.42 \times (0.32 - 0.03) - 57.085 = 25.69 \text{ KN.m} = 0.02569 \text{ MN.m}$$

$$(b) = (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) \times 0.35 \times 0.35 \times 14.17 = 0.1625$$

$$(\alpha) \leq (b) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{57.085 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.112$$

$$\mu_{bu} = 0.112 < \mu_{ul} = 0.186$$

On est pivot B : ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.148$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d = 0.30 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{57.085 \times 10^{-3}}{0.30 \times 348} = 5.46 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_1 = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\delta_s} = 5.46 - \frac{285.42 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.74 \text{ cm}^2$$

3^{eme} cas) calcul sous M_{\max} et N_{corr} :

$$M_{\max} = 18.28 \text{ KN} ; \quad N_{\text{corr}} = 560.41 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18.28}{560.41} = 0.032 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = 0.175 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$(\alpha) \leq (b) \dots\dots\dots (I)$$

$$(\alpha) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 18.28 + 560.41 \times (0.32 - 0.175) = 99.53 \text{ KN.m}$$

$$(\alpha) = 560.41 \times (0.32 - 0.03) - 99.53 = 62.98 \text{ KN.m} = 0.06298 \text{ MN.m}$$

$$(b) = (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) \times 0.35 \times 0.35 \times 14.17 = 0.1625$$

$(\alpha) \leq (b)$ **condition vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{99.53 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32^2 \times 14.17} = 0.19$$

$$\mu_{bu} = 0.19 < \mu_{ul} = 0.186$$

On est pivot B : ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.26$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d = 0.28 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{99.53 \times 10^{-3}}{0.28 \times 348} = 1.02 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_1 = 10.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\delta_s} = 10.20 - \frac{560.41 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -5.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.90 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 10.36 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux dans toutes les dispositions des voiles :

Disposition	A_s calculé cm^2	A_s min RPA cm^2	A_s adopte cm^2	Description des Barres
I	10.36	8.58	10.68	4HA12 4HA14
II	9.84	8.58	9.87	6HA12 2HA14
III	11.95	8.58	12.32	8HA14

Tableau VI-2 : récapitulatif du ferrailage longitudinal des poteaux dans toutes les Disposition des voiles

➤ **Ferrailage transversale :**

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V u}{h1 f_e}$$

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} = 5.32 > 5 \quad \rightarrow \quad \rho = 2.5$$

➤ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min}(10\phi_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa}$$

$t \leq \text{Min}(10 \times 1.4, 15\text{cm})$,donc en prends 10 cm d'espacement en zone nodale .

➤ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \quad \text{en zone IIa} \quad t' = 15 \text{ cm}$$

Calcul de l'armature transversale :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V u}{h 1 f e} \quad \leftrightarrow \quad A_t = \frac{\rho V u}{h 1 f e} = \frac{0.10 \times 2.5 \times 86.71}{0.35 \times 400} \times 10^{-3} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal selon les RPA les armatures transversales des poteaux

$$\lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t = 0.3\% t b_1 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = \max(A_{t \text{ calculé}} ; A_{t \text{ RPA}}) = \max(1.54; 1.05)$

$A_t = 1.54 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un ferraillage transversal de 4HA8 de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ pour les trois dispositions

VI-2-4 : Vérifications :

a) **vérification des contraintes :**

La vérification se fera à l'ELU, donc sera de même pour toutes les dispositions des voiles.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{A} \leq \sigma_{adm} \quad ; \quad \sigma_{adm} = \frac{0.85 f_c 28}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

Niveaux	La section adoptée en mm ²			Nu (N)	σ_{bc} (MPa)	Observation
	b	h	A			
RDC	350	350	122500	1000860	8.17	Vérifiée
E1, E2	350	350	122500	988450	8.06	Vérifiée
E3, E4	350	350	122500	218420	1.78	Vérifiée

Tableau VI-3 : vérification des contraintes

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$ tell que favorise (art 7.4.3.2)[RPA99]

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Les résultats vérification aux sollicitations tangentielles sont résumés les tableaux ci-dessous :

Niveau	Section Cm ²	Lf (m)	λg	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
RDC	35×35	2.142	6.12	0.075	32	12.89	0.115	1.875	Vérifiée
E1, E2	35×35	2.142	6.12	0.075	32	47.69	0.425	1.875	Vérifiée
E3, E4	35×35	2.142	6.12	0.075	32	51.47	0.459	1.875	Vérifiée

Tableau VI-4 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition III

Niveau	Section Cm ²	Lf (m)	λg	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
RDC	35×35	2.142	6.12	0.075	32	18.02	0.160	1.875	Vérifiée
E1, E2	35×35	2.142	6.12	0.075	32	62.18	0.555	1.875	Vérifiée
E3, E4	35×35	2.142	6.12	0.075	32	92.03	0.821	1.875	Vérifiée

Tableau VI-5 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition II

Niveau	Section Cm ²	Lf (m)	λg	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
RDC	35×35	2.142	6.12	0.075	32	17.84	0.159	1.875	Vérifiée
E1, E2	35×35	2.142	6.12	0.075	32	60.00	0.535	1.875	Vérifiée
E3, E4	35×35	2.142	6.12	0.075	32	86.71	0.774	1.875	Vérifiée

Tableau VI-6 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition I

VI-2-5 : Schéma du ferrailage des poteaux :

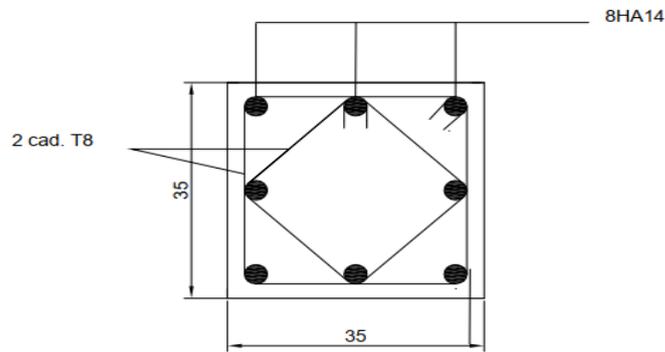


Figure VI-1 : Ferrailage du poteau en Disposition III.

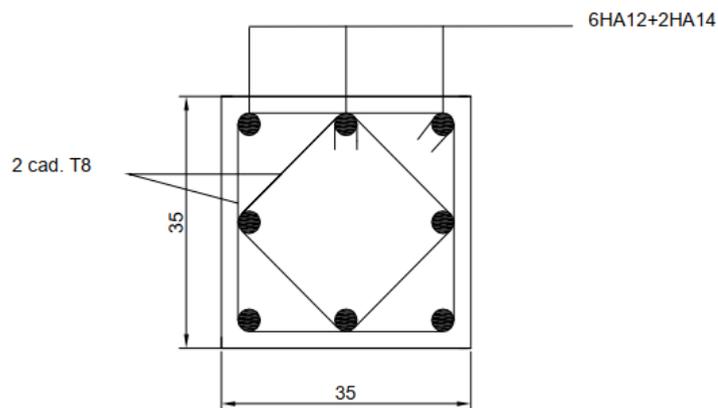


Figure VI-2 : Ferrailage du poteau en Disposition II.

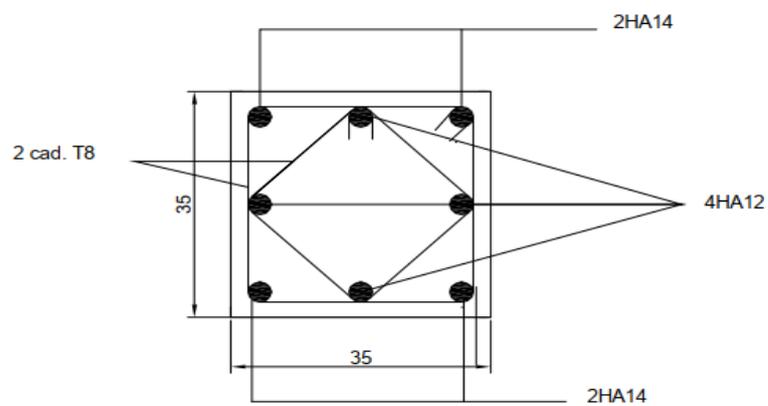


Figure VI-3 : Ferrailage du poteau en Disposition I.

VI-3 : Ferrailage des poutres :

Les poutres sont considérées comme des éléments soumis aux efforts tranchants et moments fléchissant, alors le calcul se fait en flexion simple. La fissuration considérée peu préjudiciable.

VI-3-1 : Combinaison des charges :

- Selon BAEL91 :

ELU : $1.35G + 1.5G$

ELS : $G + Q$

- Selon le RPA99 :

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm E$

Avec

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

VI-3-2 : Spécifications vis-à-vis au ferrailage des poutres : (RPA)

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en tout section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de 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 :

- 40ϕ en zone II

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°. cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou rectangle (la ou les circonstances s'y prêtent, des cadres

traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003.s.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale ; $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-3-3 : Ferrailage des poutres :

Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fait par flexion simple, on va opter pour un seul exemple de calcul manuel concernant la poutre la plus sollicitée.

➤ En travée :

$M_{t \max} = 95.24 \text{ KN.m}$ (Résultat donnée par le logiciel sous la combinaison 0.8G+E)

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t \max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{95.24 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} = 0.172$$

$$\mu_{bu} = 0.172 < \mu_{ul} = 0.186$$

Donc la section sera simplement armée ($A'_s = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.237$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha).d = 0.325 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{95.24 \times 10^{-3}}{0.325 \times 348} = 8.420 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 8.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s, A_{\min})$$

$$\text{Donc : } A = A_{st} = 8.42 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **6HA14** de section **A = 9.24 cm²**.

➤ **Sur appuis :**

Le calcul sera fait aussi en flexion simple en prenant le moment appuis

$M_{a \max} = 92.07 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

M	μ_{bu}	α_u	z_u	A (cm ²)
92.07 KN.m	0.167	0.23	0.326	8.11

Tableau VI-7 : résultats du calcul de ferrailage sur appuis

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s, A_{\min})$$

$$\text{Donc : } A = A_{st} = 8.11 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **6HA14** de section **A=9.24 cm²**.

VI-3-4 : Vérification à L'ELS :

➤ **Sur appui :**

Le calcul se fait selon les règles de [C.B.A] et [BAEL], la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$Y = \frac{b_0 Y_1^2}{2} + n.A_s.Y_1 - n.(A_s \times d) = 0$$

$$\frac{30}{2} Y_1^2 + 15 \times 9.24 Y_1 - 15(9.24 \times 36) = 0$$

$$\Delta = 318585.96$$

$$Y_1 = 14.19 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b_0 Y_1^3}{3} + n[A_s(d - Y_1)^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 14.19^3}{3} + 15[9.24(36 - 14.19)^2]$$

$$I = 94622.108 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{54.98 \times 10^3}{94622.108} \times 14.19 = 8.245 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 8.245 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - Y_1) = \frac{15 \times 54.98 \times 10^3}{94622.108} \times (36 - 14.19) = 190.089 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 190.089 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$Y = \frac{b_0 Y_1^2}{2} + n A_s Y_1 - n(A_s d) = 0$$

$$\frac{30}{2} Y_1^2 + 15 \times 9.24 Y_1 - 15(9.24 \times 36) = 0$$

$$\Delta = 318585.96$$

$$Y_1 = 14.19 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b_0 Y_1^3}{3} + n[A_s(d - y_1)^2] \rightarrow I = \frac{30 \times 14.19^3}{3} + 15[9.24(36 - 14.19)^2]$$

$$I = 94622.108 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y_1 = \frac{33.14 \times 10^3}{94622.108} \times 14.19 = 4.969 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.969 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$, $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \cdot (d - Y_1) = \frac{15 \times 33.14 \times 10^3}{94622.108} \times (36 - 14.19) = 114.597 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_s = 114.597 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-3-5 : Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Avec :

- T_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] .
- d : hauteur utile de la poutre [mm] .

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = 102.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{102.02 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\min} \right\} \quad ; \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 8 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 11.42, 30, 8 \}$$

On prend alors : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times b \times S$ [3]

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ **Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :**

$$\min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times \phi \right\} = \text{Min} (10, 14.4) = 10 \text{ cm}$$

➤ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 20 \quad \Rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

VI-3-6 : Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{430} = 0.093 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI-3-7 : Récapitulation des résultats du ferrailage :

Les résultats du calcul du ferrailage des poutres principales ainsi que ceux des poutres secondaires et pour les toutes les dispositions des voiles en zone IIa vont être présentés sur les tableaux suivant :

Disposition III		Moment (KN.m)	As (cm ²)	As min(RPA) (cm ²)	As adopté (cm ²)	Description des barres
Poutre principale	Sur appuis	67.18	5.75	6	6.88	3HA14 2HA12
	En travée	84.69	7.40	6	8.83	5HA14 1HA12
Poutre secondaire	Sur appuis	31.95	3.06	5.25	6.03	3HA16
	En travée	59.10	5.85	5.25	6.03	3HA16

Tableau VI-8: récapitulation du ferrailage des poutres en disposition III

Disposition II		Moment (KN.m)	As (cm ²)	As min(RPA) (cm ²)	As adopté (cm ²)	Description des barres
Poutre principale	Sur appuis	71.68	6.24	6	6.88	3HA14 2HA12
	En travée	86.05	7.51	6	8.64	3HA14 2HA16
Poutre secondaire	Sur appuis	47.13	4.67	5.25	6.03	3HA16
	En travée	65.14	6.49	5.25	6.79	6HA12

Tableau VI-9: récapitulation du ferrailage des poutres en disposition II

Disposition I		Moment (KN.m)	As (cm ²)	As min(RPA) (cm ²)	As adopté (cm ²)	Description des barres
Poutre principale	Sur appuis	92.07	8.11	6	8.64	3HA14 2HA16
	En travée	95.24	8.42	6	8.64	3HA14 2HA16
Poutre secondaire	Sur appuis	35.18	3.37	5.25	6.03	3HA16
	En travée	59.98	5.94	5.25	6.03	3HA16

Tableau VI-10 : récapitulation du ferrailage des poutres en disposition I

VI-3-8 : Schémas du ferrailage :

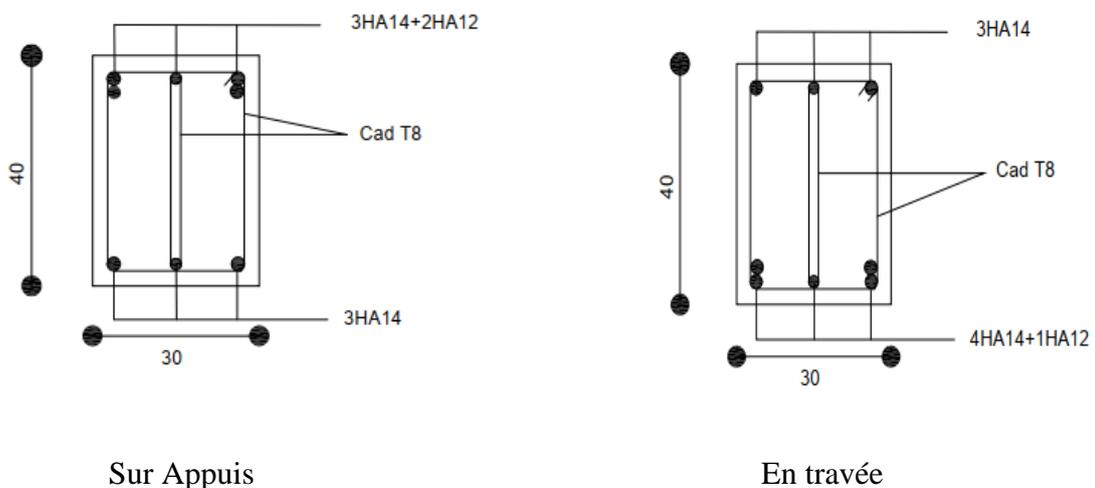
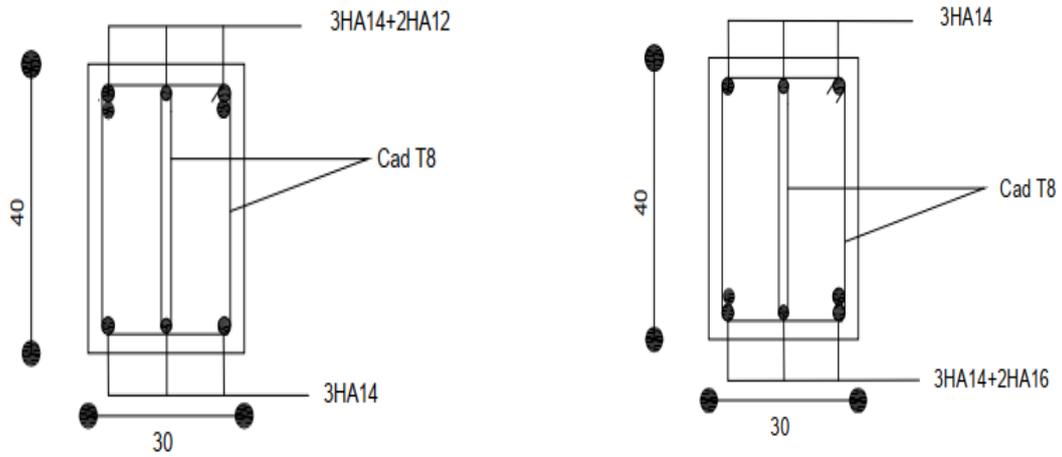


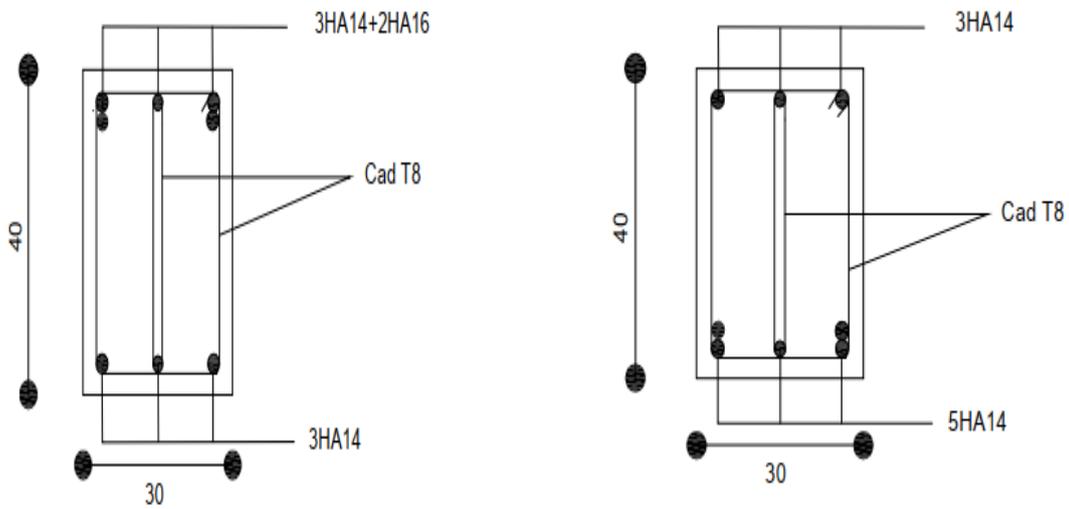
Figure VI-4 : Poutres principales disposition III.



Sur Appuis

En travée

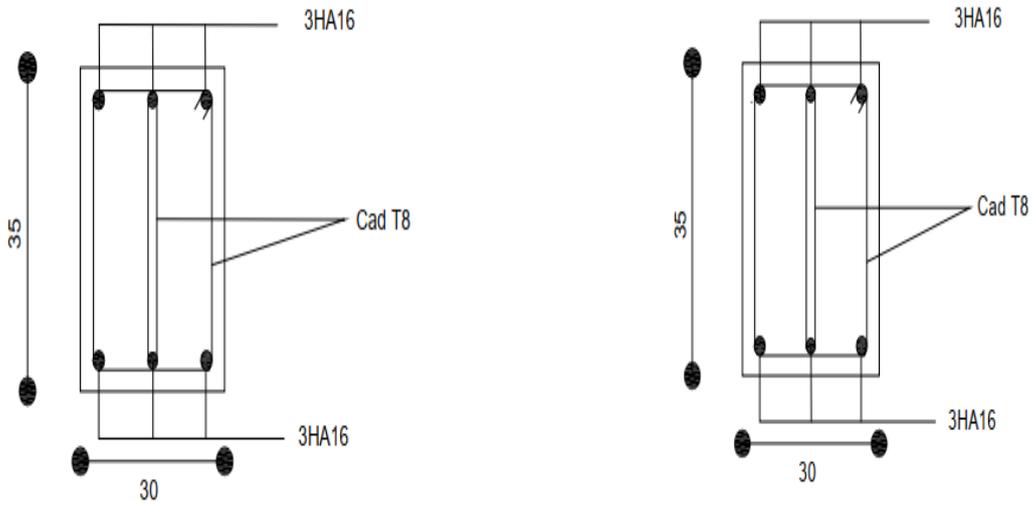
Figure VI-5 : Poutres principales disposition II.



Sur Appuis

En travée

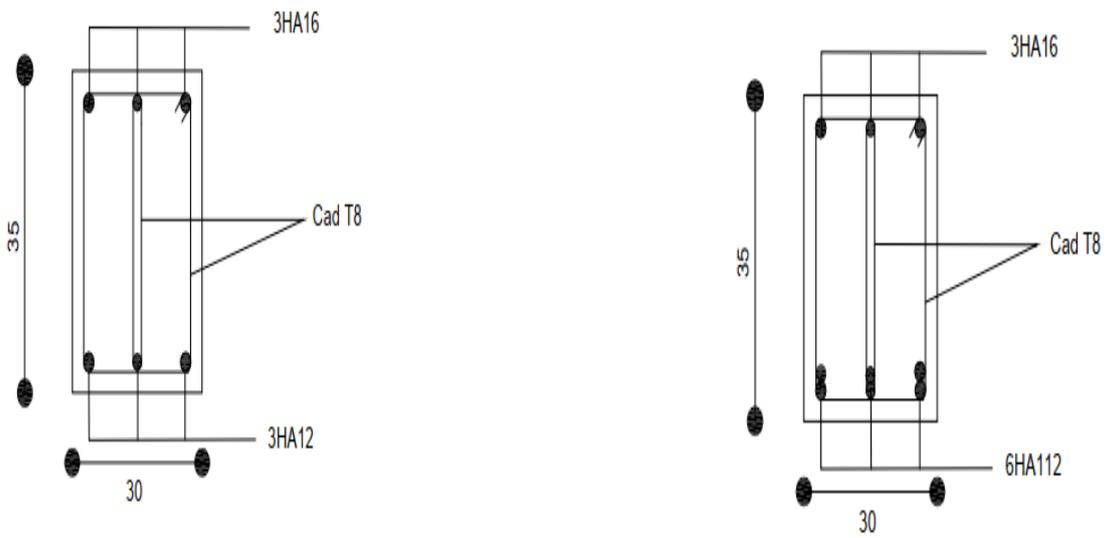
Figure VI-6 : Poutres principales disposition I.



Sur Appuis

En travée

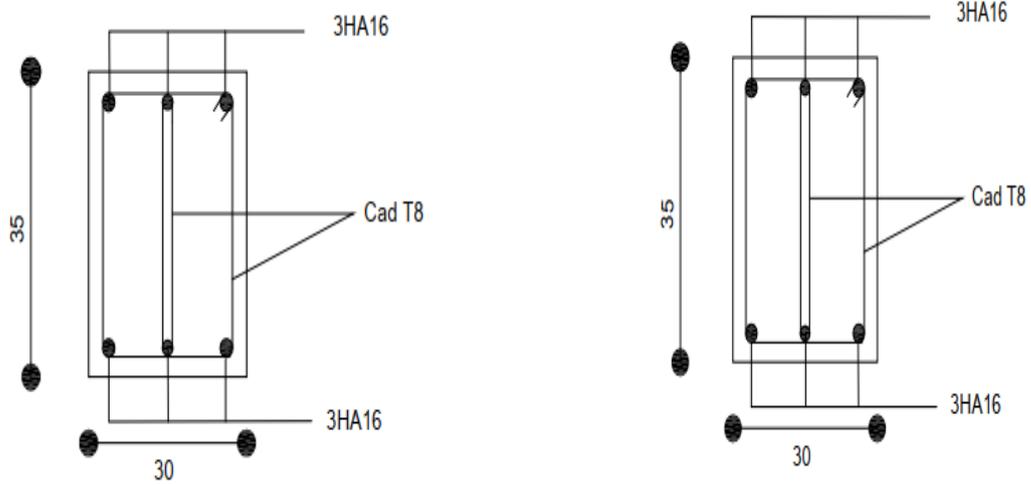
Figure VI-7 : Poutres secondaire disposition III.



Sur Appuis

En travée

Figure VI-8 : Poutres secondaire disposition II.



Sur Appuis

En travée

Figure VI-9 : Poutres secondaire disposition I.

VI-4 : Etude des voiles :

Suivant les exigences du (RPA99/2003), les structure en béton armé ayant une hauteur de supérieure à 14m soit 4 étages, doivent contenir des voiles de contreventement.

Les voiles peuvent être plaines ou comportant des ouvertures liées entre eux par des planchers ; dans notre cas on a que des voiles pleines.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

VI-4-1 : Combinaisons des charges :

- Selon BAEL91 :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

- Selon le R.P.A99

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm E$

VI-4-2 : Les recommandations du RPA 99 version 2003 :

a) Armatures verticales : Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes : le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** . **lt . e**
Avec :

L_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ; l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

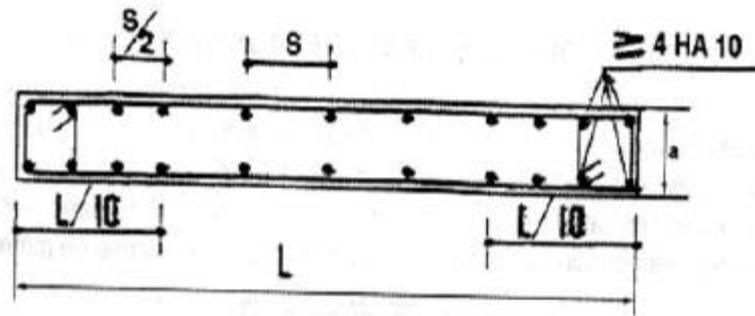


Figure VI-10 : Dispositions réglementaires du ferrailage vertical.

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10 ϕ .

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

d) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture. Cette section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

• Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile.

$A_{min} = 0.1 \%$ zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < e / 10$.

VI-4-3 : Calcul des sollicitations :**Disposition III :**

	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
Voile	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
L (m)	2.00	2.50	2.00	2.50	2.00	2.50
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	678.12	1136.23	379.74	651.44	184.94	148.85
N (KN)	320.50	384.88	190.84	267.44	121.83	138.54
V (KN)	193.50	267.54	84.38	113.27	50.58	59.08

Tableau VI-11 : les sollicitations des voiles pour la disposition III**Disposition II :**

	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
Voile	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
L (m)	2.30	2.20	2.30	2.20	2.30	2.20
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1137.49	1126.70	590.75	700.79	186.49	189.51
N (KN)	312.15	396.82	341.15	254.96	143.61	143.65
V (KN)	450.39	256.13	360.73	192.62	105.42	116.73

Tableau VI-12 : les sollicitations des voiles pour la disposition II**Disposition I :**

	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
Voile	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
L (m)	2.60	1.50	2.60	1.50	2.60	1.50
e (m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
M (KN.m)	1532.98	381.96	778.90	210.2	316.64	81.34
N (KN)	477.18	239.63	380.95	190.28	162.37	88.25
V (KN)	400.68	195.24	215.64	162.23	139.49	56.72

Tableau VI-13 : les sollicitations des voiles pour la disposition I

VI-4-4 : Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :

On opte pour le calcul d'un seul voile de la première proposition selon le sens X-X au niveau RDC, et le reste de même voile au deux sens aux autres propositions seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

- **Armatures verticales :**

$$M_{\max} = 1532.98 \text{ KN.m} \quad N_{\max} = 477.18 \text{ KN} \quad V_{\max} = 400.68 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} h = 2.66 \text{ m} & L = 2.60 \text{ m} \\ b = 0.15 \text{ m} & d' = 0.03 \text{ m} & d = 0.22 \text{ m} \end{cases}$$

- **Calcul de longueur de flambement :**

$$L_f = 0.8L = (3.06 - 0.40) \times 0.8 = 2.128 \text{ m}$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L} = \frac{2.128 \sqrt{12}}{2.60} = 2.83$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} > \frac{L}{2} = \frac{1532.98}{477.21} = 3.21 \text{ m} > 1.30 \text{ m}$$

- **Vérification de la condition de flambement :**

$$\lambda = \max \{50 ; \min (67 \times \frac{e_0}{h} ; 100)\} = \max \{50 ; \min (82.71 ; 100)\}$$

$$\lambda = 2.83 < 82.71 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

- **Calcul de ferrailage :**

La répartition des contraintes dans la section :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} u \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} u' \end{cases} \quad \begin{cases} u = u' = \frac{2.60}{2} = 1.30 \text{ m} & I = \frac{bh^3}{12} = 0.2197 \text{ m}^4 \\ B = b \times h = 0.15 \times 2.66 = 0.399 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\text{donc : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{477.18}{0.399} + \frac{1532.98}{0.2197} \times 1.30 = 10.266 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{477.18}{0.399} - \frac{1532.98}{0.2197} \times 1.30 = -7.874 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes :**

$$\begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L = \frac{10.266}{10.266 + 7.874} \times 2.60 = 1.471 \text{ m} \\ L_t = L - L_c = 1.129 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{7.874 \times 0.15}{2} \times 1.129 = 0.667$$

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.667}{\frac{400}{1.15}} = 19.20 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 version 2003 :

$$A_{RPA \min} = 0.20\% \times B = 0.002 \times 15 \times 112.9 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{19.20 \times 260}{113} = 44.18 \text{ cm}^2$$

• **Aciers de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{400.68 \times 10^3}{400} = 11.10 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

Selon BAEL91 :

$$A_s = A'_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{BAEL \min} = 3.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{vs} = \max \{ A_{RPA \min} ; A_s \text{ calculé} ; \} = 44.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 44.18 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferraillage de **2(16HA14)** de section **49.26 cm²**

L'espacement entre les barres verticales recommandé par [RPA 99 /version 2003] est limité comme suit :

$$s < \min \{ 1.5 a ; 30 \} = \min \{ 22.5 ; 30 \text{ cm} \} \quad \text{donc : } s < 22.5 \text{ cm}$$

Alors on adopte :

- en zone d'about : **s = 10 cm**

- en zone courante : **s = 20 cm**

• **Ferraillage horizontal :**

$$A_H = \frac{A_v}{3} = \frac{50.27}{3} = 16.42 \text{ cm}^2$$

On adopte alors un ferraillage de **18HA10** de section **20.11 cm²**

Espacement de **15 cm**

Ferraillage minimal :

$$A_{RPA \min} = 0.15\% \times B = 0.0015 \times 15 \times 2.60 = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 16.76 \text{ cm}^2 > A_{RPA \min} = 5.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Ferraillage transversal :

- Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm**
- pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8 mm**
- L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

• Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) :**Selon l'RPA99V2003 :**

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{0.9.h.b} = \frac{1.4 \times 400.68}{0.9 \times 2.60 \times 0.15} \times 10^{-3} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Selon BAEL91 :

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \min \left\{ \frac{15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{400.68 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.57} = 1.04 \text{ MPa} < 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI-4-5 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferraillage vertical :

Les résultats du ferraillage vertical de même voile selon les deux sens (x-x et y-y) en différents niveaux (de RDC jusqu'au dernier niveau) en trois propositions I et II et III seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Disposition III :

Les voiles	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
A_s calcul Cm^2	10.31	14.56	5.63	7.72	5.29	2.18
$L_T M$	0.84	1.08	0.83	1.04	0.89	0.76
$A's$ calcul Cm^2	24.55	33.70	12.60	18.55	11.46	7.17
A_{BAEL} (cm^2)	3.36	4.90	3.99	4.90	3.99	4.90
A_{RPA} cm^2	2.52	3.24	2.49	3.12	2.67	2.28
A_{adop} cm^2	30.78	43.10	22.62	31.66	22.62	31.66
Description Des barres	2(10HA14)	2(14HA14)	2(10HA12)	2(14HA12)	2(10HA12)	2(14HA12)

Tableau VI-14 : ferrailages verticaux des voiles en disposition III

Disposition II :

Les voiles	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
A_s calcul Cm^2	17.06	17.41	6.72	10.68	1.74	2.06
$L_T M$	1.03	0.97	0.90	0.96	0.81	0.82
$A's$ calcul Cm^2	38.10	39.48	17.17	24.47	4.94	5.52
A_{BAEL} (cm^2)	3.99	4.5	3.99	4.5	3.99	4.5
A_{RPA} cm^2	3.09	2.91	2.70	2.88	2.43	2.46
A_{adop} cm^2	43.10	43.10	31.66	31.66	31.66	31.66
Description Des barres	2(14HA14)	2(14HA14)	2(14HA12)	2(14HA12)	2(14HA12)	2(14HA12)

Tableau VI-15 : ferrailages des voiles en disposition II

Disposition I :

Les voiles	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
As calcul Cm^2	19.20	9.45	8.16	5.91	3.24	1.75
$L_T M$	1.129	0.7	1.04	0.67	1.02	0.65
A's calcul Cm^2	44.18	20.25	20.40	13.23	8.25	4.03
ABAEL (cm^2)	3.99	2.25	3.99	2.25	3.99	2.25
ARPA cm^2	3.39	2.10	3.12	2.01	3.06	1.65
A _{adop} cm^2	49.26	31.66	36.20	31.66	36.20	31.66
Description Des barres	2(16HA14)	2(14HA12)	2(16HA12)	2(14HA12)	2(16HA12)	2(14HA12)

Tableau VI-16 : ferrailages des voiles en disposition I

VI-4-6 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage Horizontal :

Les résultats du ferrailage horizontal des différents voiles pour toutes les zones seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Disposition III :

Voile	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
As calcul Cm^2	10.26	14.36	7.54	10.55	7.54	10.55
A _{adop} cm^2	14.14	14.93	14.14	14.14	14.14	14.14
Description Des barres	2(18HA10)	2(19HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)
S _t about	10	10	10	10	10	10
S _t courant	15	15	15	15	15	15

Tableau VI-17 : ferrailage horizontal des voiles en disposition III.

Disposition II :

Voile	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
As calcul Cm^2	14.36	14.36	10.55	10.55	10.55	10.55
A_{adop} cm^2	14.93	14.93	14.14	14.14	14.14	14.14
Description Des barres	2(19HA10)	2(19HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)
S_{t about}	10	10	10	10	10	10
S_{t courant}	15	15	15	15	15	15

Tableau VI-18 : ferrailage horizontal des voiles en disposition II.

Disposition I :

Voile	Niveau RDC		Niveau e1, e2		Niveau e3, e4	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
As calcul Cm^2	16.42	10.55	12.06	10.55	12.06	10.55
A_{adop} cm^2	20.36	14.14	14.14	14.14	14.14	14.14
Description Des barres	18HA12	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)	2(18HA10)
S_{t about}	10	10	10	10	10	10
S_{t courant}	15	15	15	15	15	15

Tableau VI-19 : ferrailage horizontal des voiles en disposition I.

VI-4-7 : Schéma du ferrailage :

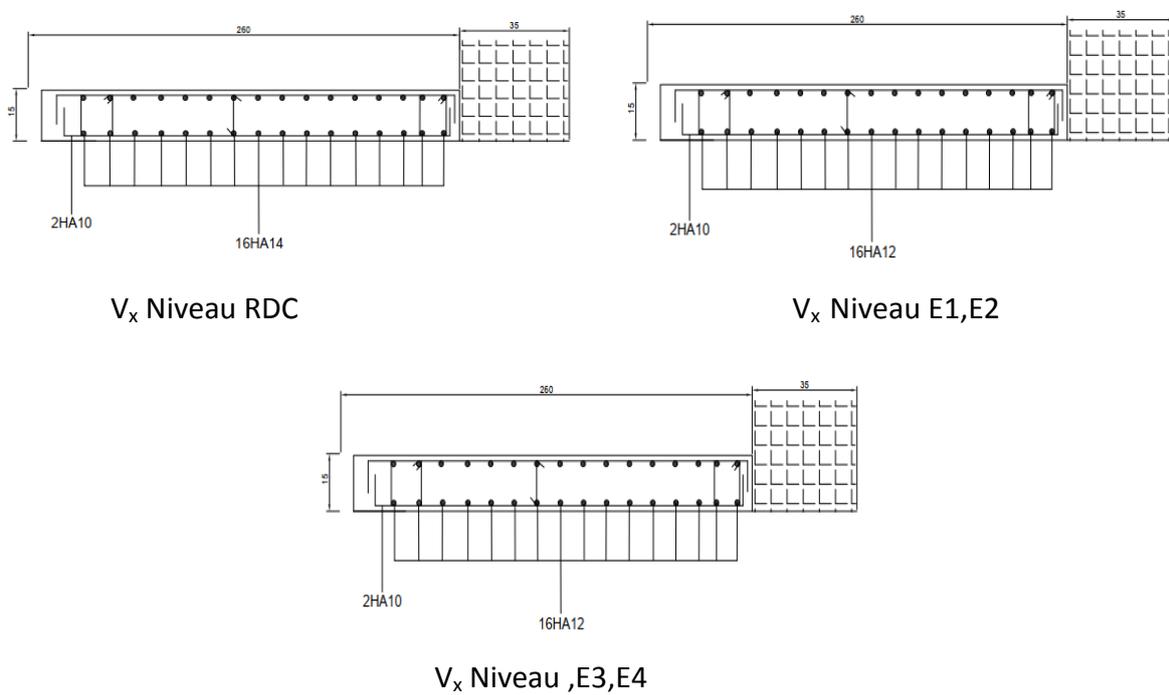


Figure VI-11 : ferrailage du voile V_x en disposition I.

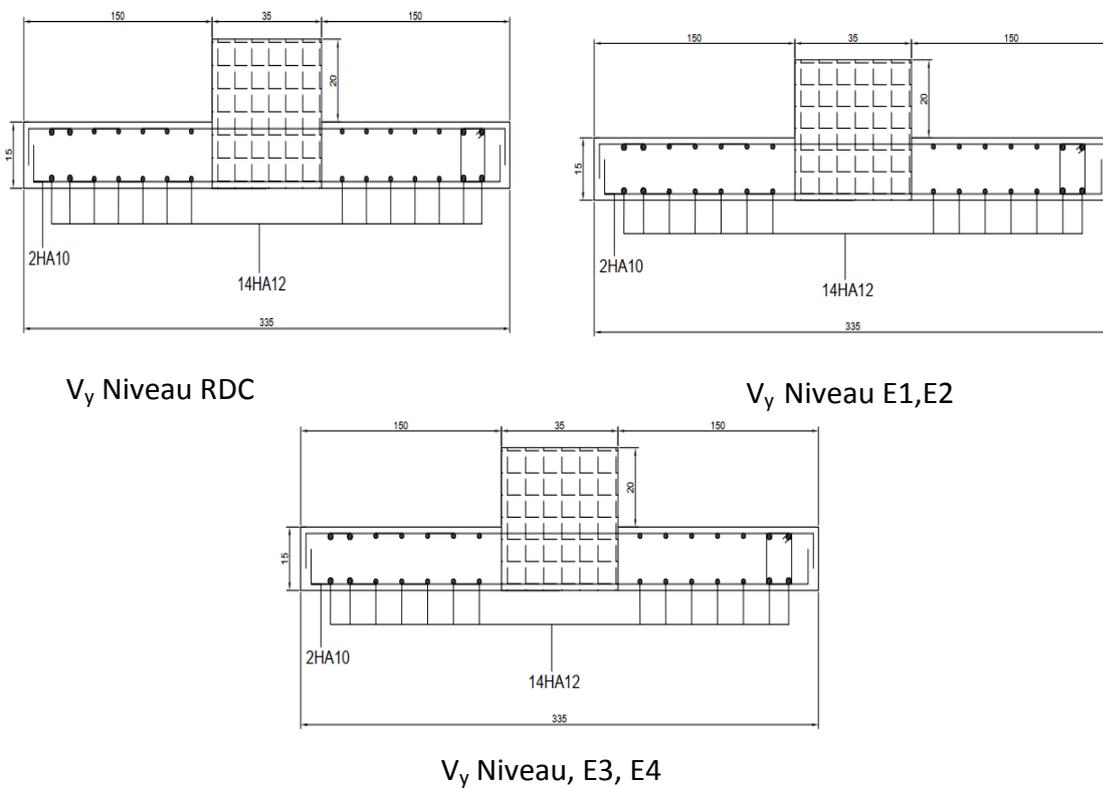


Figure VI-12 : ferrailage du voile V_y en disposition I.

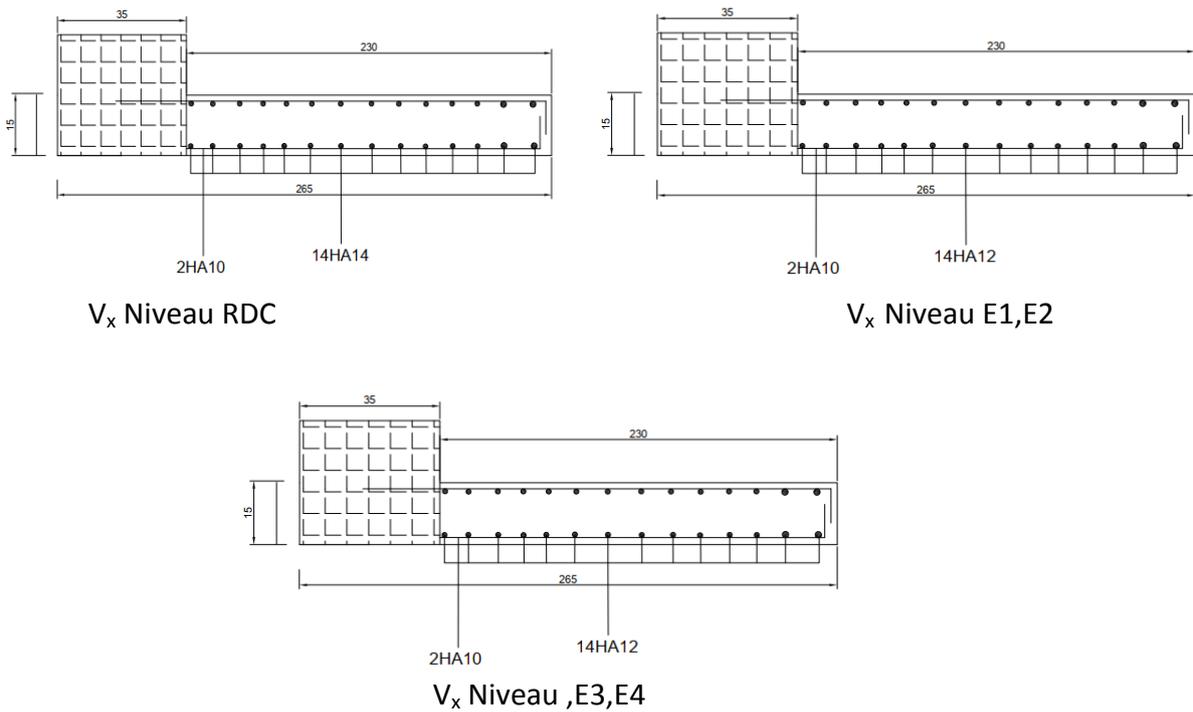


Figure VI-13 : ferrailage du voile V_x en disposition II.

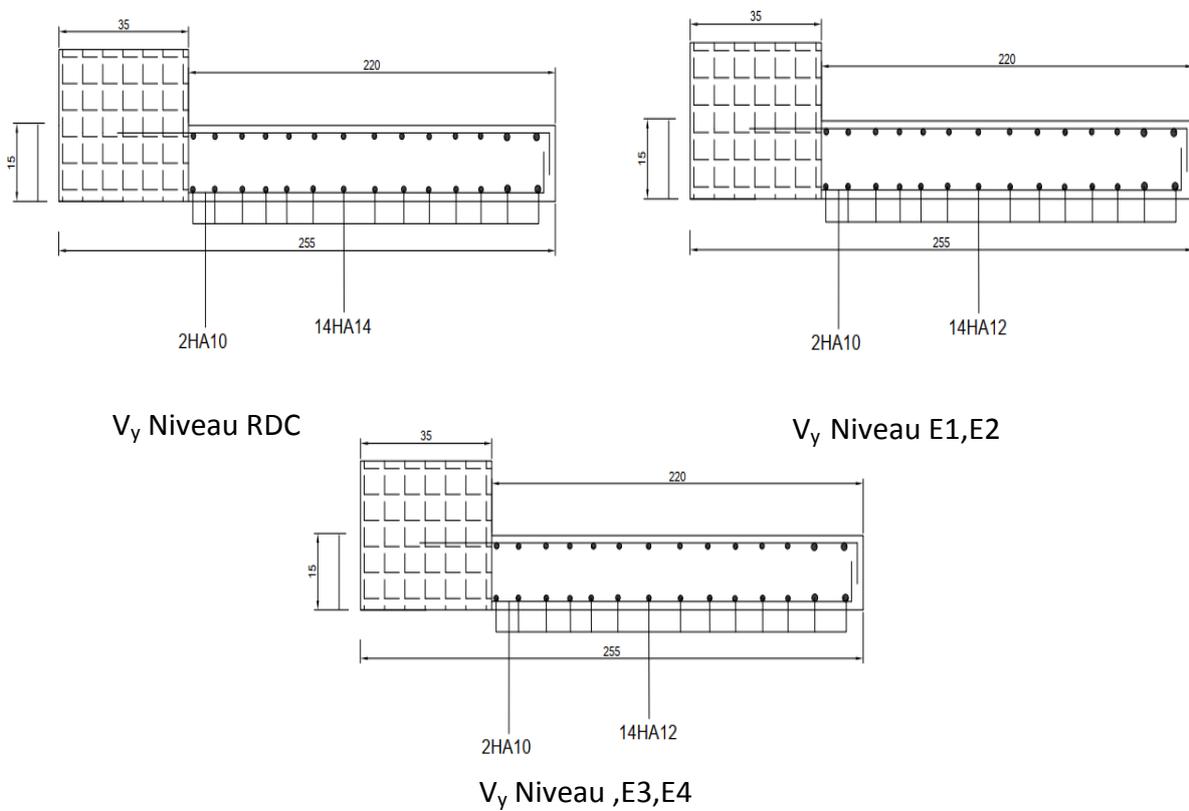


Figure VI-14 : ferrailage du voile V_y en disposition II.

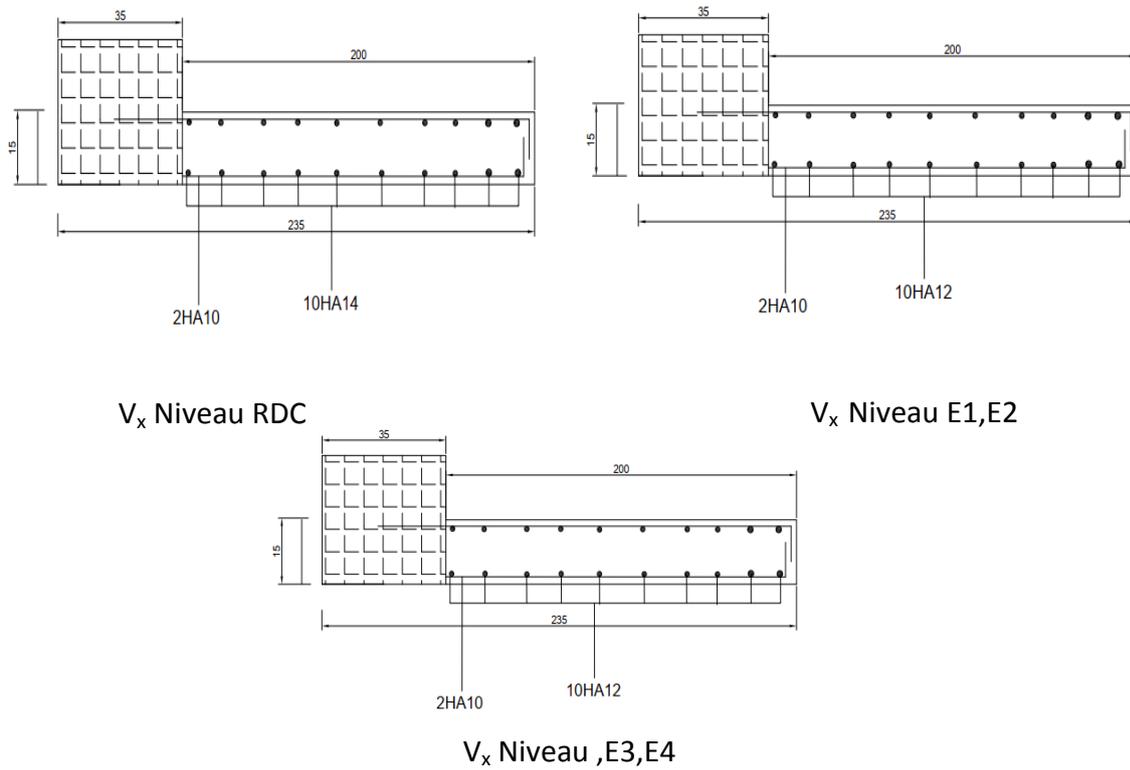


Figure VI-15 : ferrailage du voile V_x en disposition III.

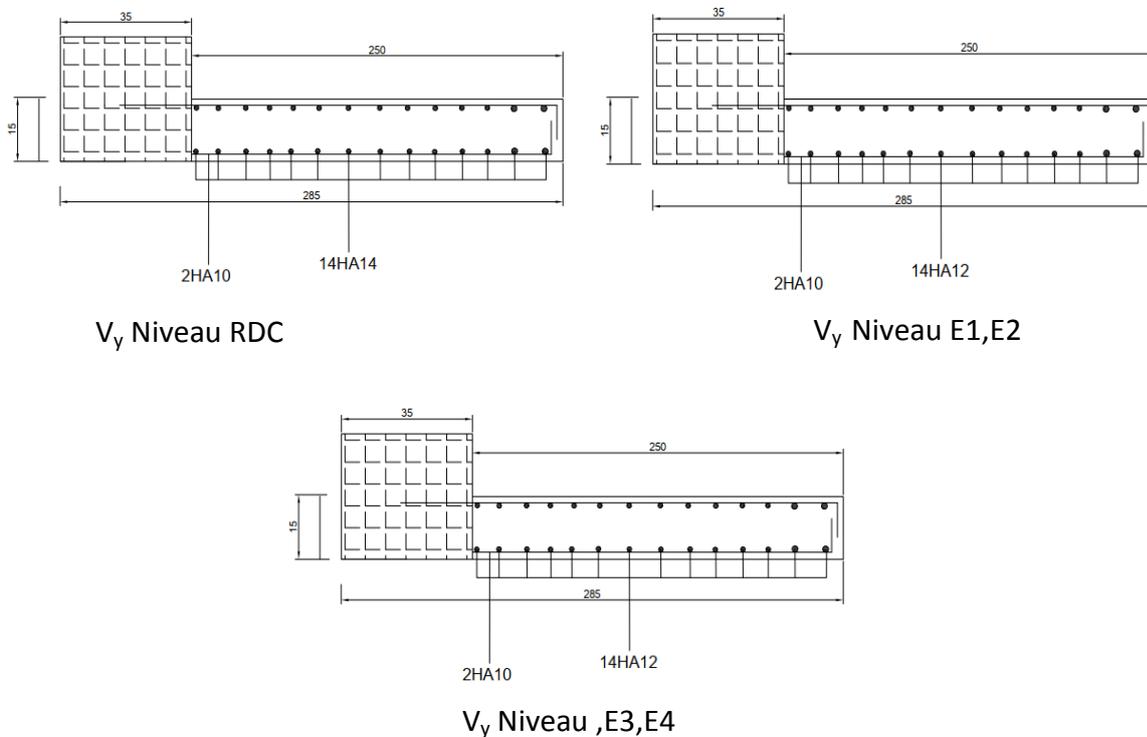


Figure VI-16 : ferrailage du voile V_y en disposition III.

VI-5 : Conclusion :

- Les éléments principaux assurent l'équilibre de la structure en terme de rigidité et de résistance, et qui nous permettent aussi de transmettre les efforts jusqu'à la fondation.

- Le ferraillement des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du (RPA 99 version 2003) qui prennent en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

- On résulte que: pour chaque cas d'étude a des sollicitations variables et à la fin des sections de ferraillements différentes entre eux, ce qui implique que la meilleure disposition des voiles offre la bonne conception, qui nous permet de garantir aussi la stabilité structurelle avec une considération de paramètre d'économie.

CHAPITRE

VII

Etude de l'infrastructure

VII : Etude d'infrastructure :

VII-1 Introduction :

Un ouvrage quelle soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise

Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondation

Ainsi, quel que soit le matériau utilisé sous chaque porteur vertical, mur, voile, ou poteau, il existe une fondation

Il existe deux types de fondations : les fondations superficielles et les fondations profondes

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes

(Article 10.1.4.1) :

Selon BAEL91 : $1,35G + 1,5Q$ et $G + Q$.

Selon le RPA V2003 : $0,8G + E$ et $G + Q + E$.

VII-2 : Choix de type des fondations :

Lorsque les couches de terrain susceptible de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation tient compte en général plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2,6 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous voile.

D'après le **RPA99/V2003** (Article 10.2), Le choix des semelles se fait en fonction des conditions suivantes :

Considérons une semelle carrée (A ; A) le poteau à une section carré (a , a)

$$\frac{\sum S_{semelles}}{S_{batiment}} < 50\% \Rightarrow \text{Semelles isolées}$$

$$\frac{\sum S_{semelles}}{S_{batiment}} > 50\% \Rightarrow \text{Semelles filante}$$

VII-2-1 : Caractéristiques géotechniques du sol :

- La contrainte du sol est $\delta s_{ol} = 2.6$ bars
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

VII-3 : Pré-dimensionnement :

a) Semelle isolée sous poteaux : (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

En considérant uniquement les efforts de N_s max :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{729.56}{260} = 2.79 \text{ m}^2$$

$$A = B > \sqrt{2.79} = 1.67 \text{ m}$$

$$A = B = 2.00 \text{ m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment

$$\frac{\sum S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{58.59}{254.215} = 23.89\%$$

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolée sous le poteau et semelle filante sous voile.

b) Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé deux poteaux et un voile.

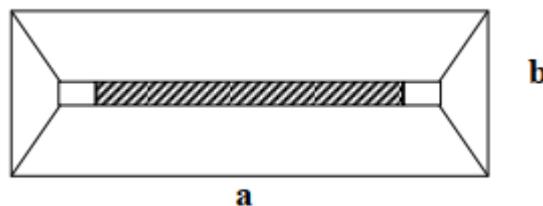


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle filante.

- Longueur L :

$$L = \sum l_i + 2 L_{\text{débordement}} ; L_{\text{débordement}} = 0,75\text{m}$$

$L = 4.30 \text{ m}$

- **Largeur B :**

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{B.L} \implies B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}.L}$$

Avec :

N_p : l'effort normal provenant du poteau.

N_v : l'effort normal provenant du voile.

$$\text{Donc : } B \geq \frac{1320.356}{260 \cdot 4.30} = 1.18$$

On prend : $B = 1.20 \text{ m}$

VII-4 : Etude des semelles isolées :

VI I-4-1 : Les sollicitations :

	N(KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	1000.86	9.45	15.81
E.L.S	729,56	5.57	11.37

Tableau VII-1 : Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S

- **Exemples de calcul:**

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à L'ELU.

Soit une semelle isolée sous poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné $a=b$ donc $S=A_2$

- Pour la semelle rectangulaire on $A/B = a/b$ donc d'où $A = \frac{a}{b} \times b$

VII-4-2 : Vérification de la contrainte de sol :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_x = \frac{N_{ser}}{M_{ser}} = \frac{5.57}{729.56} = 0.00763 \text{ m}$$

$$e_x = 0.00763 \leq \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{N_{ser}}{M_{ser}} = \frac{15.81}{729.56} = 0.0217 \text{ m}$$

$$e_y = 0.0217 \leq \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_x = 0.00763 \leq \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e_y = 0.0217 \leq \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45 \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII-4-3 : Condition de rigidité : (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{2-0.35}{4} = 0.41 \text{ m} \\ \frac{B-a}{4} = \frac{2-0.35}{4} = 0.41 \text{ m} \end{array} \right. \implies d = 45 \text{ cm}$$

Hauteur : $d + 5\text{cm} = 50 \text{ cm}$.

$h_t = 50 \text{ cm}$

VII-4-4 : Condition de poinçonnement :

a) Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à 2,6 bars on doit vérifier que :

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} ; \sigma_{bc} : \text{Résistance à la compression du béton}$$

$$d' \geq 1.44 \sqrt{\frac{729.56}{15}} = 10.04$$

$$d = 50 \text{ cm} > d' = 11 \text{ cm}$$

b) Calcul des contraintes: (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$ dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

N : Effort normal

M : Moment fléchissant

A, B : Dimension de la semelle

σ_{max} : La contrainte max calculée

σ_{min} : La contrainte min calculée

e : L'excentricité de l'effort normal $e = \frac{M_u}{N_u}$

	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)
Sens XX	229.95	218.54	227.097
Sens YY	240.47	208.03	232.36

Tableau VII-2 : Résultats des contraintes.

VI-4-5 : Ferrailage des semelles isolées :

Poids propre de la semelle = $0.5 \times 1.8^2 \times 25 = 40.50$ KN

Donc : $N_s = 729.56 + 40.50 = 770.06$ KN

$N_u = 1000.86 + 40.50 = 1041.36$ KN

$$A_s = \frac{N_1 \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad (\text{art 15.VII.4.2 BAEL91/99 ; P251})$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{art 15.VII.3.1 BAEL91/99 ; P250})$$

E.L.U :

	N_1 (KN)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Sens XX	1054.60	12.22	12HA12 = 13.57
Sens YY	1079.02	12.49	12HA12 = 13.57

Tableau VII-3 : Ferrailage de la semelle isolée

➤ **Calcul de la hauteur libre h' :**

(Avec cochets) $h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm}$ (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$h' = 20.4 \text{ cm} \Rightarrow h' = 25 \text{ cm}$

➤ **Calcul l'espacement :**

$$S_{tx} = \frac{180-10}{12} = 14.16 \text{ cm} \Rightarrow S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{ty} = \frac{180-10}{12} = 14.16 \text{ cm} \Rightarrow S_{ty} = 15 \text{ cm}$$

Remarque : L'espace sous le poteau $e = 10\text{cm}$

VII-4-6 : Schéma de Ferrailage :

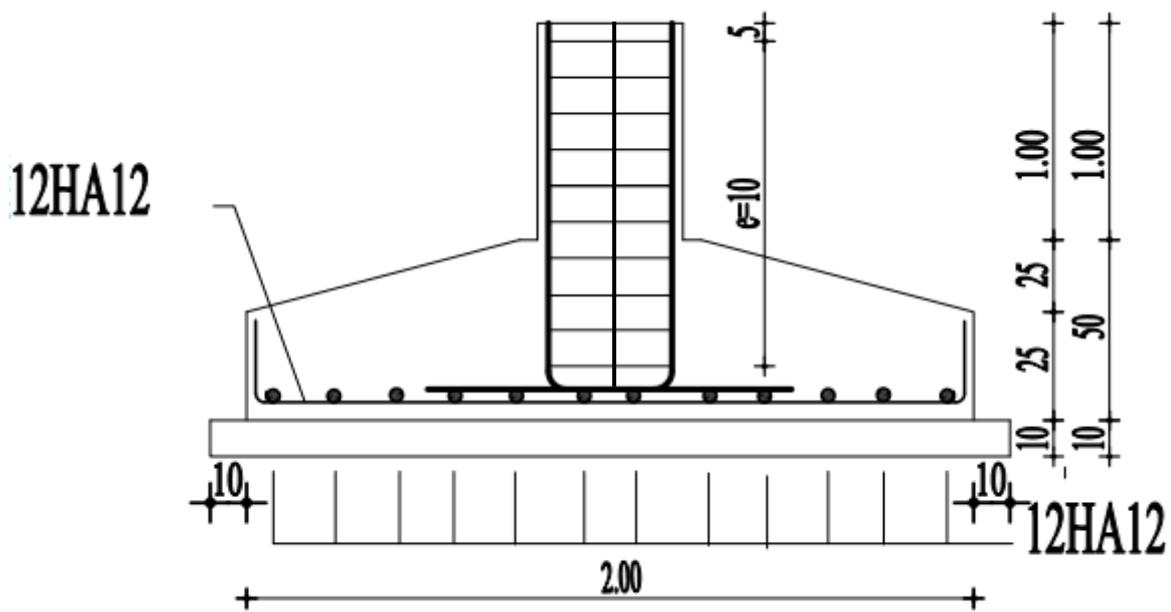


Figure VII-2 : Disposition des armatures d'une semelle isolée.

VII-5 : Semelles filantes :**VII-5-1 : Hypothèse de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centre de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultant des charges agissantes sur la semelle.

VII-5-2 : Etape de calcul :

- Longueur : $L = 4,30$ m
- Largeur : $B = 1.20$ m
- la hauteur (h) :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\}$$

Avec :

- d' : enrobage des armatures ; $d' = 5$ cm.
- h_t : hauteur utile.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1.20-0.35}{4} + 0.05 \right\} \quad h_t \geq 0.262 \text{ m}$$

Donc on adopte : $h_t = 50$ cm

d = 45 cm

- la hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16.66 \quad ; \quad \text{On adopte } h_p = 20 \text{ cm}$$

VII-5-3 : Vérification au non poinçonnement :

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste par ce que celle-ci est sollicitée par des charges concentrées élevée. Les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée. **BAEL (art 5.2.4.2)**

$$N_U \leq 0.045 \times \mu_u \times h \times \frac{F_c}{\gamma_b}$$

Avec :

N_U : charge de calcul à ELU

h : épaisseur de la semelle filante.

μ_u : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plane moyen.

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$\alpha' = \alpha + h = 0.35 + 0.50 = 0.85 \text{ m}$$

$$b' = b + h = 0.35 + 0.50 = 0.85 \text{ m}$$

$$\mu_u = 2(\alpha' + b') = 3.4 \text{ m}$$

$$N_U = 994.25 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_u \times h \times \frac{F_c}{\gamma_b} = 1975.723 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires.

VII-5-4 : Ferrailage des semelles filantes :

On fait l'exemple de calcul de la semelle filante S.F.1 sous poteaux. Ensuite le calcul du reste des semelles sera récapitulé dans un tableau :

$$\Rightarrow N_u = \max(N_v ; N_p)$$

$$N_u = 994.25 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_u(A-\alpha)}{8d\delta_s} = \frac{994.24(1.20-0.35)}{8 \times 0.45 \times 348} = 6.74 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA12** de section $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$

➤ **L'espaceur :**

$$\text{Esp} = 100 \text{ cm} \times \frac{1HA12}{9.05} = 12.48 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{E_{sp} = 15 \text{ cm}}$$

➤ **Ferrailage de répartition :** (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } \mathbf{6HA10}$$

$$\mathbf{A_r = 4.71 \text{ cm}^2}$$

➤ **Calcul de l'espaceur des cadres :** (art.10.1.1 RPA99/2003 ; P94)

$$St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min(20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm})$$

Donc on prend: **St= 20cm**

Tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes :

Semelle	L (m)	B (m)	H (m)	N_U (KN)	$A_{s_{calcul}}$ (Cm ²)	$A_{s_{adopté}}$ (Cm ²)	Désignation	Ar (Cm ²)	Désignation
S.F.1	4.30	1.20	0.50	994.25	6.74	9.05	8HA12	4.71	6HA10
S.F.2	4.15	1.20	0.50	957.93	6.49	6.97	6HA12	4.71	6HA10
S.F.3	4.50	1.20	0.50	897.63	6.09	6.97	6HA12	4.71	6HA10

Tableau VII-4 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

VII-6 : Etude de la poutre de libage :

• Moment fléchissant :

sur appuis :

$$M\alpha = 230.47 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M\alpha = 395.79 \text{ KN.m}$$

• Calcul du ferrailage :

• Armatures inférieures :

Le calcul se fait en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment inférieur maximal :

$M\alpha = 230.47 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

$M\alpha_{max}$ (KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z_u	A_{st} (cm ²)
230.47 KN.m	0.0613	0.0791	0.84	7.88

Tableau VII-5 : ferrailage inférieur de la poutre de libage.

On adopte un ferrailage **6HA14** de section $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

- **Armatures supérieures :**

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal

$M\alpha = 395.79 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

$M\alpha_{\max} \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α_u	z_u	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$
395.79 KN.m	0.105	0.138	0.82	13.86

Tableau VII-6 : ferrailages supérieurs de la poutre de libage.

On adopte un ferrailage **2HA20+4HA16** de section $A_s = 14.32 \text{ cm}^2$

- **Armature de répartition :**

- **Calcule de la hauteur de la poutre libage :**

$$e = \frac{L}{6} = \frac{4.30}{6} = 0.71$$

Donc on prend la hauteur de la poutre libage 0.90 m

- **Espacement minimal :**

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12 \times \varphi_1 \right) = \text{Min} (22.5, 24) = 22.5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 45 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Alors: } A_t = 0.003 \times S_t \times b = 2.025 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm [RPA 99 version 2003]}$$

	Position	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z_u	$A_{st \text{ calculé}}$ (cm ²)	$A_{st \text{ adopté}}$ (cm ²)	Designation
Libage S.F.1	Supérieure	395.79	0.105	0.138	0.82	13.86	14.32	2HA20 4HA16
	Inferieure	230.47	0.0613	0.0791	0.84	7.88	9.24	6HA14
Libage S.F.2	Supérieure	378.72	0.100	0.131	0.82	13.27	14.32	2HA20 4HA16
	Inferieure	217.38	0.0579	0.0746	0.84	7.43	9.24	6HA14
Libage S.F.3	Supérieure	315.42	0.089	0.110	0.83	10.42	10.65	3HA16 3HA14
	Inferieure	204.74	0.0516	0.0662	0.84	6.62	6.79	6HA12

Tableau VII-7 : récapitulation du ferrailage des poutres de libage

VII-7 : La longrine :

Les longrines sont des poutres relient les tableaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>

• Dimensionnement de la longrine :

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

- (25× 30) cm²site de catégorie S2, S3
- (30× 30) cm²..... site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (30× 35) cm²

• Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A=0,6\% \times b \times h$$

$$A=0,006 \times 30 \times 35= 6.30 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA12** (A=6,79 cm²)

• Armatures transversales :

On prend : **4 φ 6** (A=1,13cm²)

VII-8 : Schématisation du ferrailage :

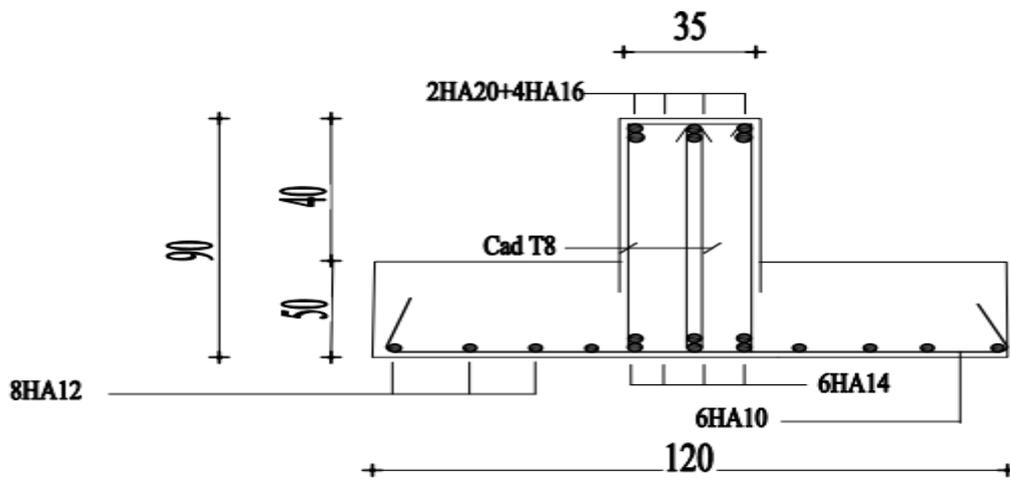


Figure VII-3 : ferrailage de la semelle filante SF1.

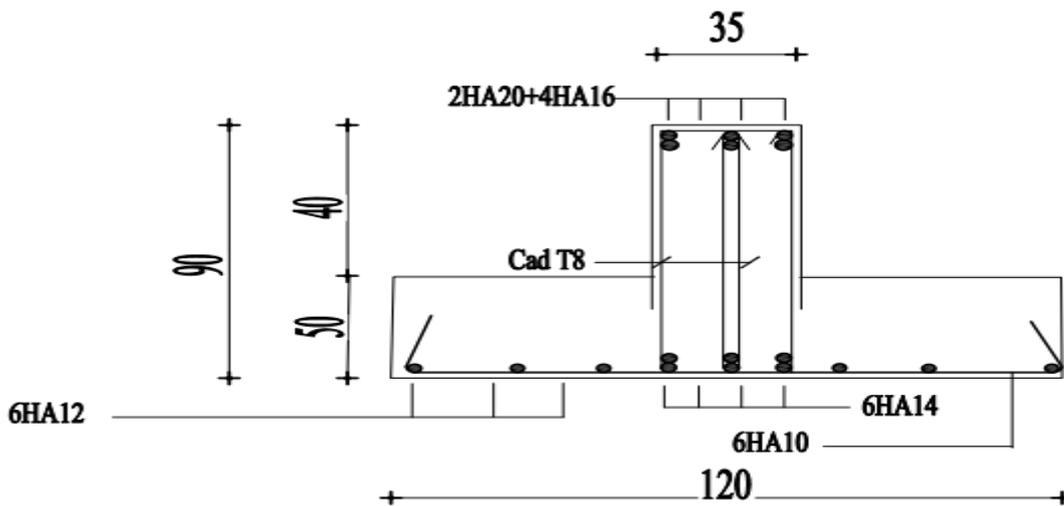


Figure VII-4 : ferrailage de la semelle filante SF2.

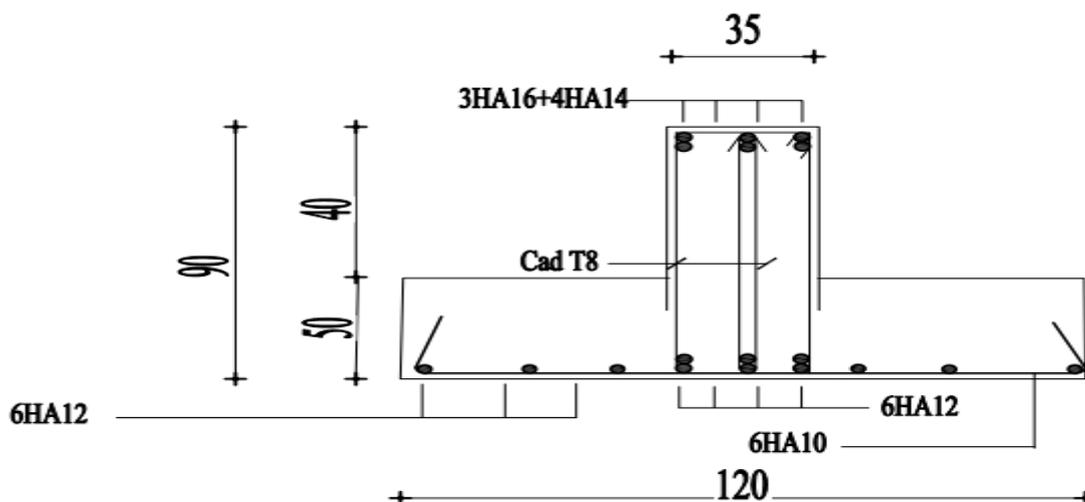


Figure VII-5 : ferrailage de la semelle filante SF3.

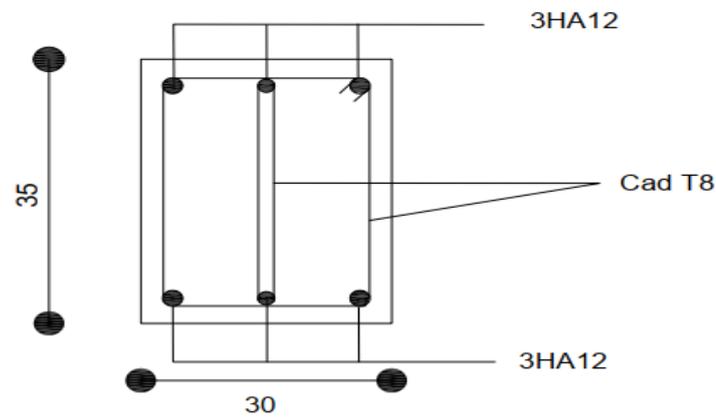


Figure VII-6 : ferrailage de la longrine.

VII -9 : Conclusion :

- Le type de fondation est choisie suivant plusieurs facteurs : la capacité portante du sol, le rapport des sections des semelles par rapport à celle du bâtiment.
- Le choix du type le plus économique dans notre structure est celui des semelles isolées et des semelles filantes.
- Pour la détermination des dimensions de la semelle, il faut prendre en compte les charges de service.
- La poutre de libage joue un rôle très important pour la rigidité des semelles ainsi que pour remédier aux problèmes de poinçonnement.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de connaître le côté théorique des études nécessaires à la réalisation des bâtiments, où nous avons réalisé l'importance de mener l'étude et les calculs nécessaires à la réalisation de ces bâtiments et nous avons informé de tous les aspects nécessaires et influents dans ce domaine.

L'analyse dynamique de la structure d'un ouvrage est une étape très importante, qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'étude comparative qu'on a effectuée entre les trois dispositions des voiles, nous a permis de conclure ce qui suit :

La position des voiles affecte la stabilité du bâtiment.

L'effet des voiles sur le bâtiment apparaît dans le chapitre 5 lorsque nous comparons tous les résultats de comportement dynamique dans chaque cas d'étude.

L'équilibre du bâtiment doit être préservé en choisissant une position appropriée pour les voiles du côté esthétique et technique, où ils sont en bonne position afin de relier les bords du bâtiment, ainsi que l'équilibre entre la masse du bâtiment dans toute la cote.

Il faut aussi qu'il y ait accord entre l'aspect financier et le maintien de la sécurité de la population.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

LIVRES

- Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 4) HENRY Thonier.
- Calcul des ouvrages en béton armé ; M.BELAZOUGUI.
- Béton armé - Guide de calcul ; Jacques Lamirault, Henri Renaud.

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

COURS ET MEMOIRE

- Béton armé ; Mr LOGZIT.
- Dynamique des structures ; Mr MAZOUZ.
- Thèses des années précédentes.

LOGICIELS

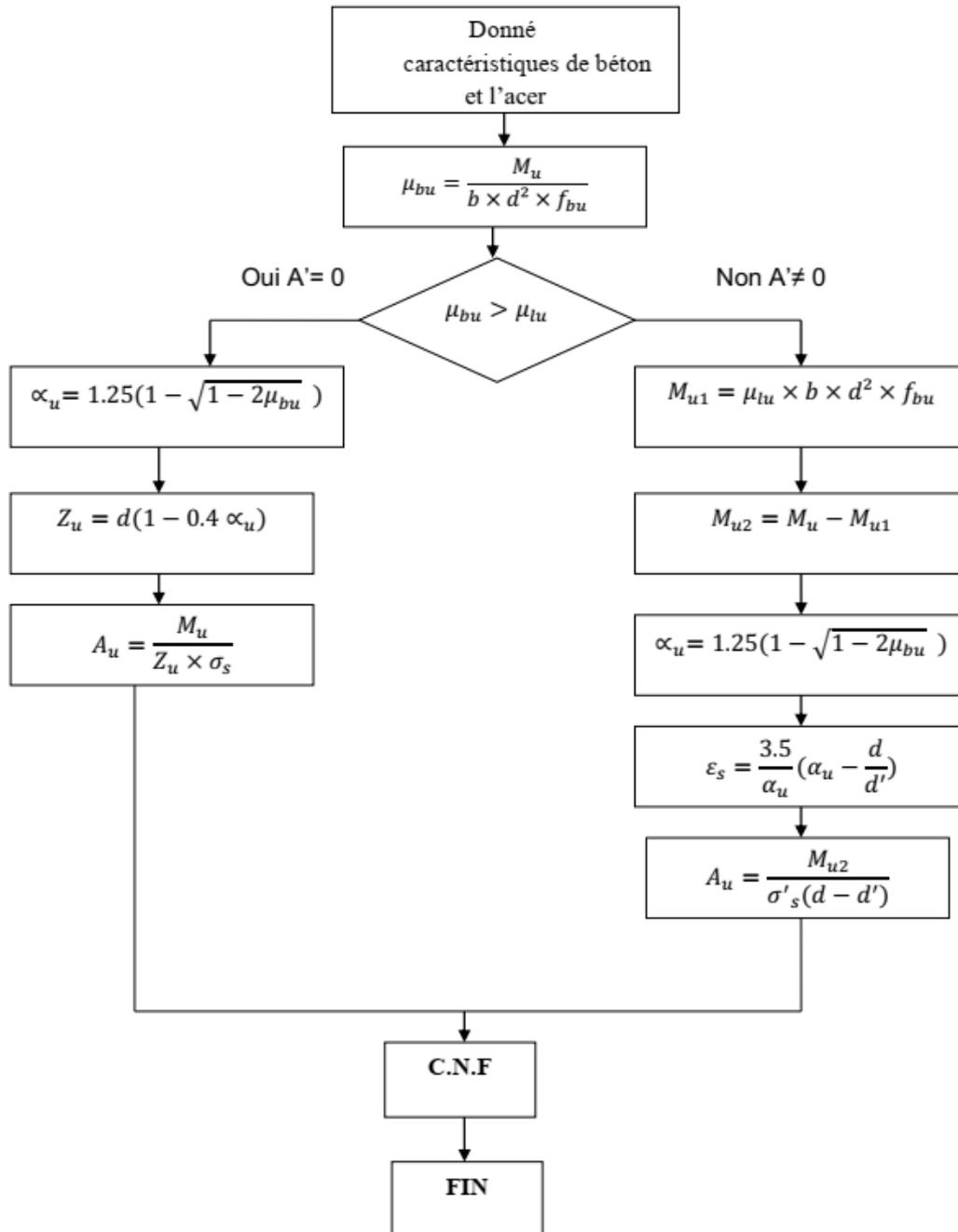
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2018.
- AUTO CAD 2015
- SOCOTEC
- EXPERT BA 2010
- WORD 2010
- EXCEL 2010

Les Annexes

Annexes

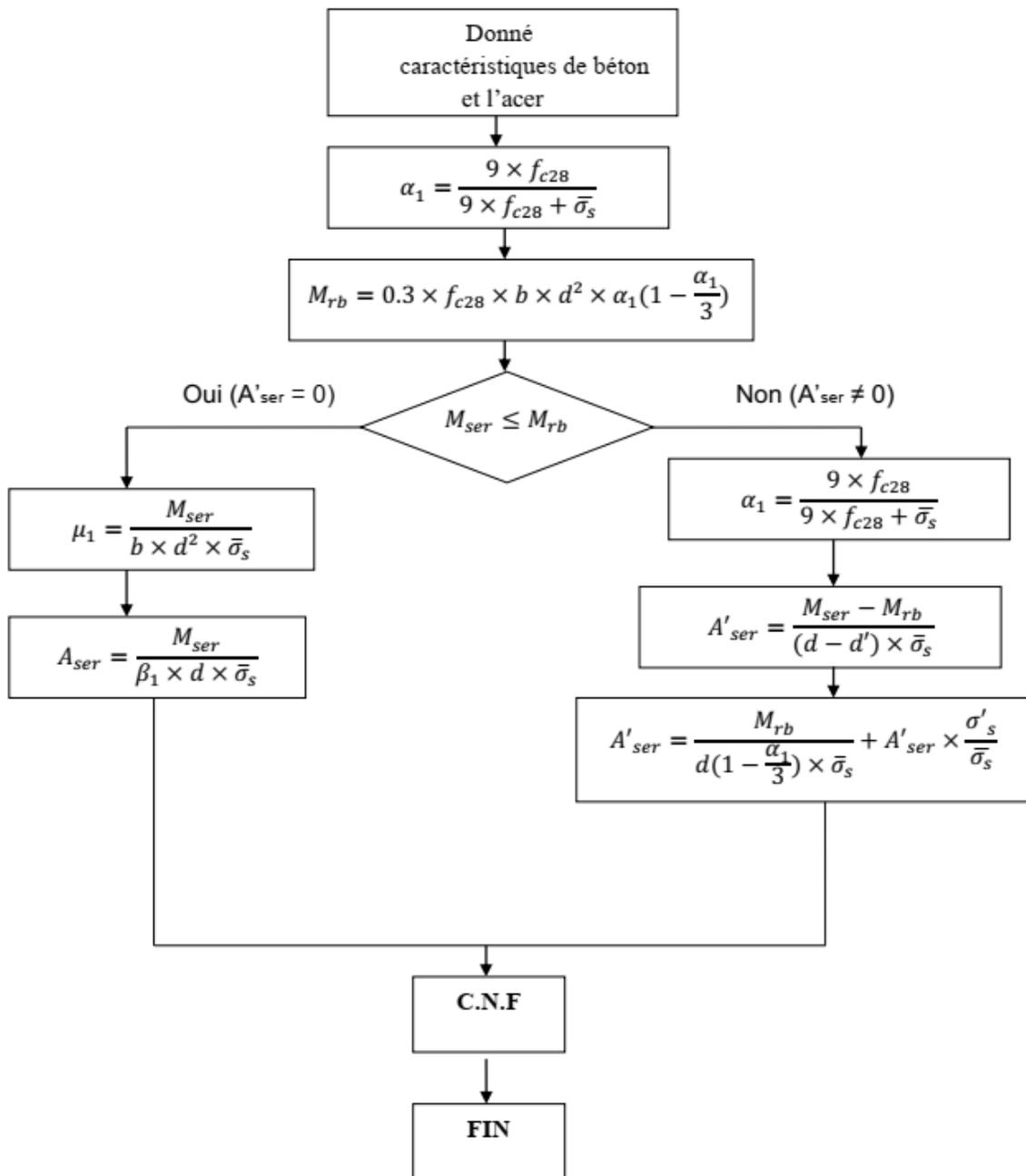
ORGANIGRAMME –I–

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

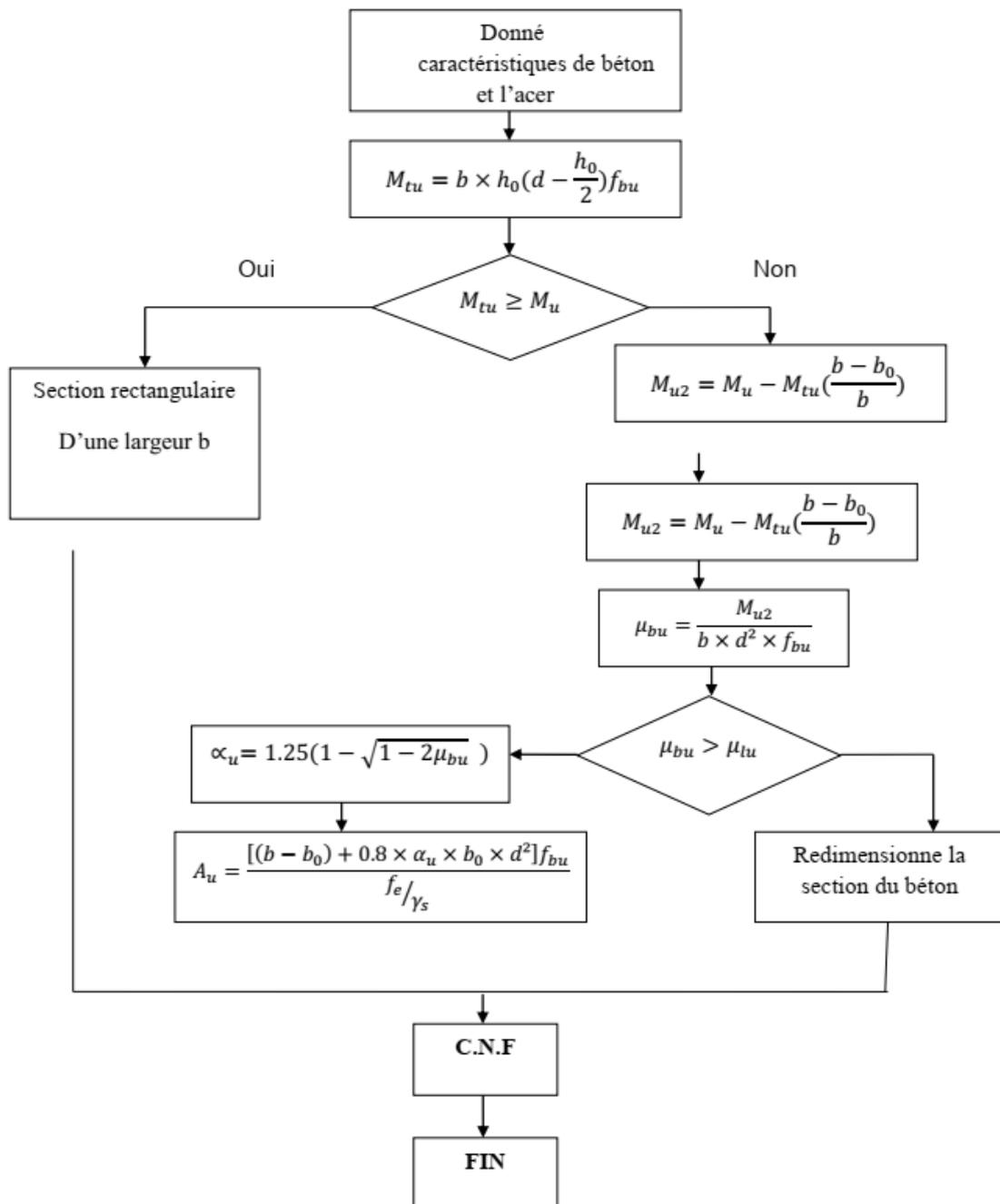


ORGANIGRAMME –II–

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE

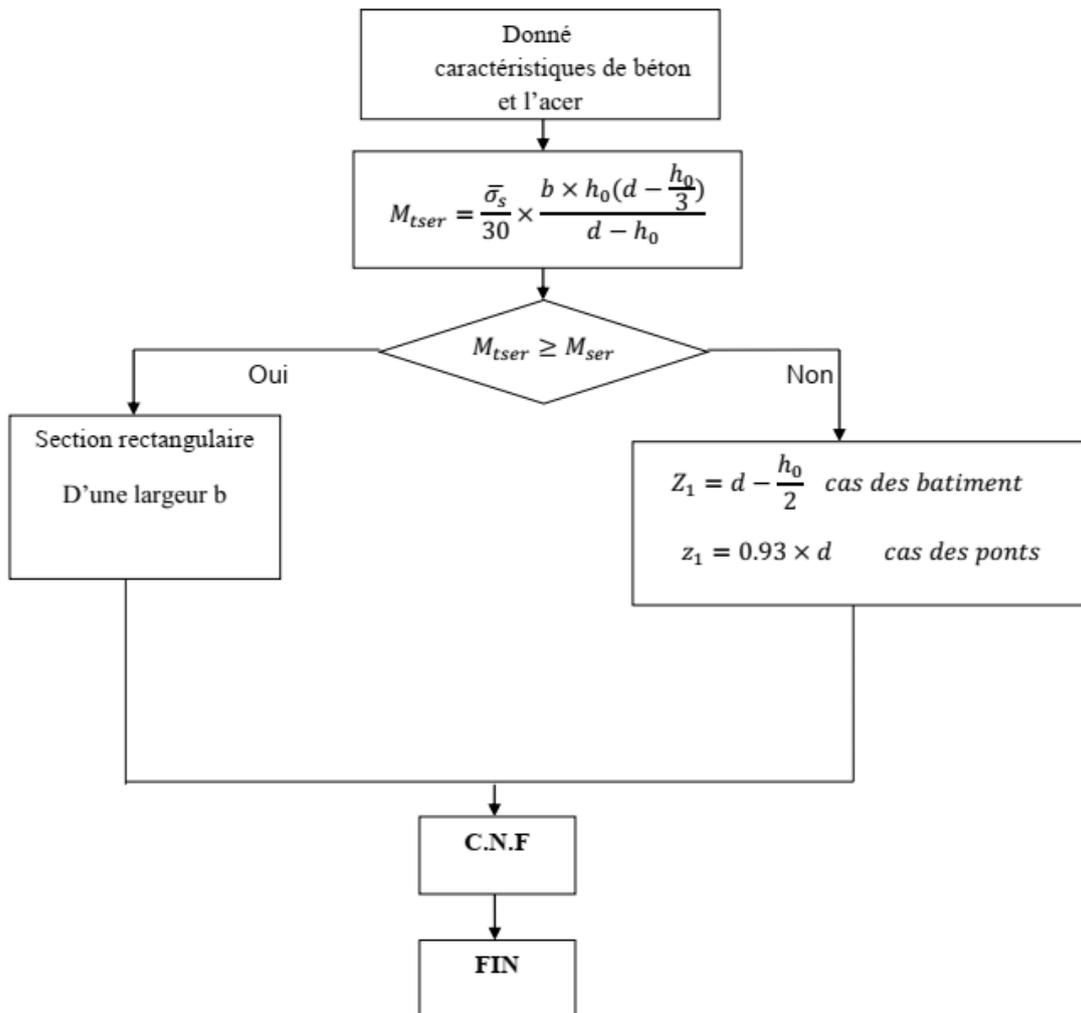


ORGANIGRAMME -III-
SECTION EN TÉ A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

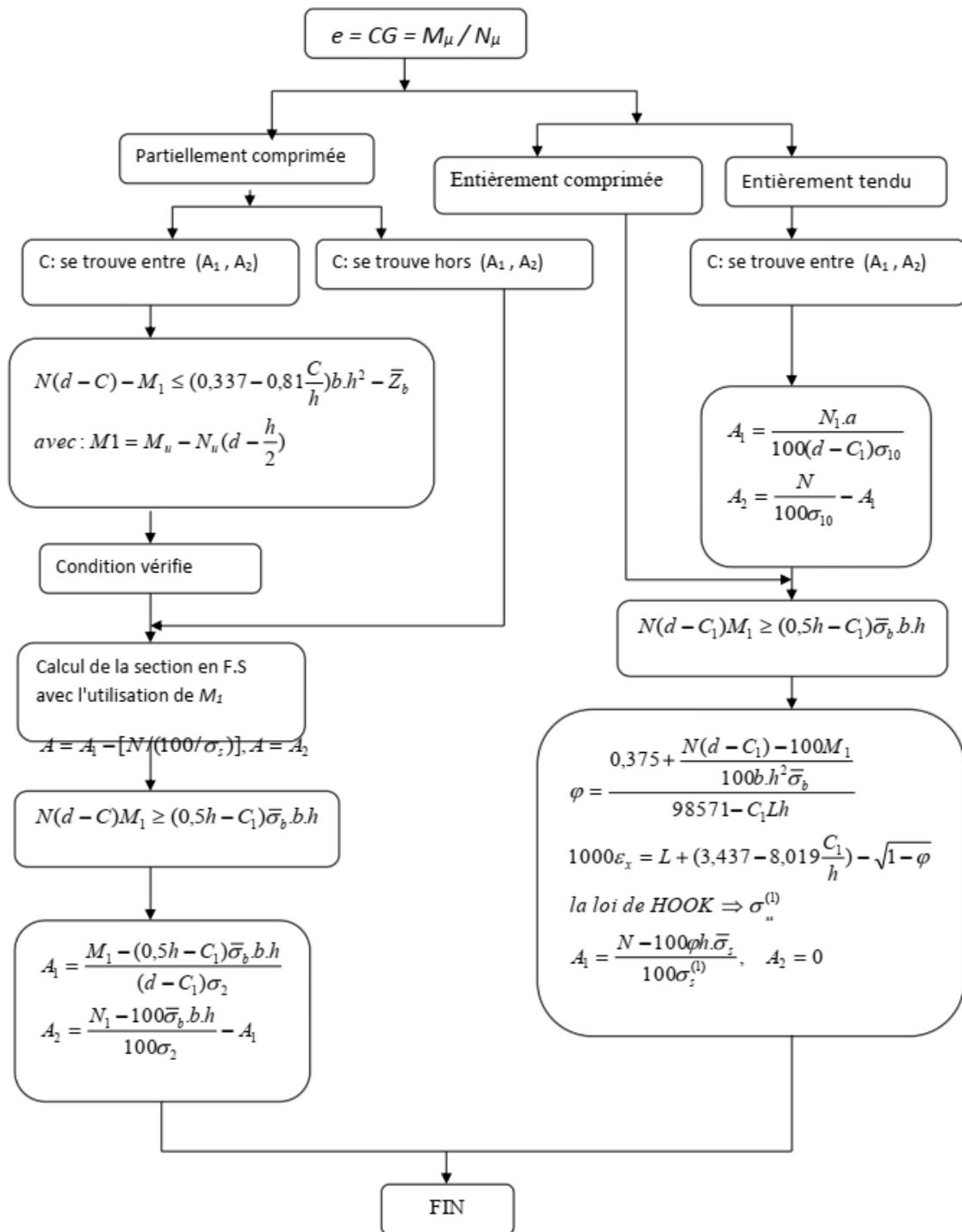


ORGANIGRAMME -IV-

SECTION EN TÉ A L'E.L.S EN FLEXION SIMPLE

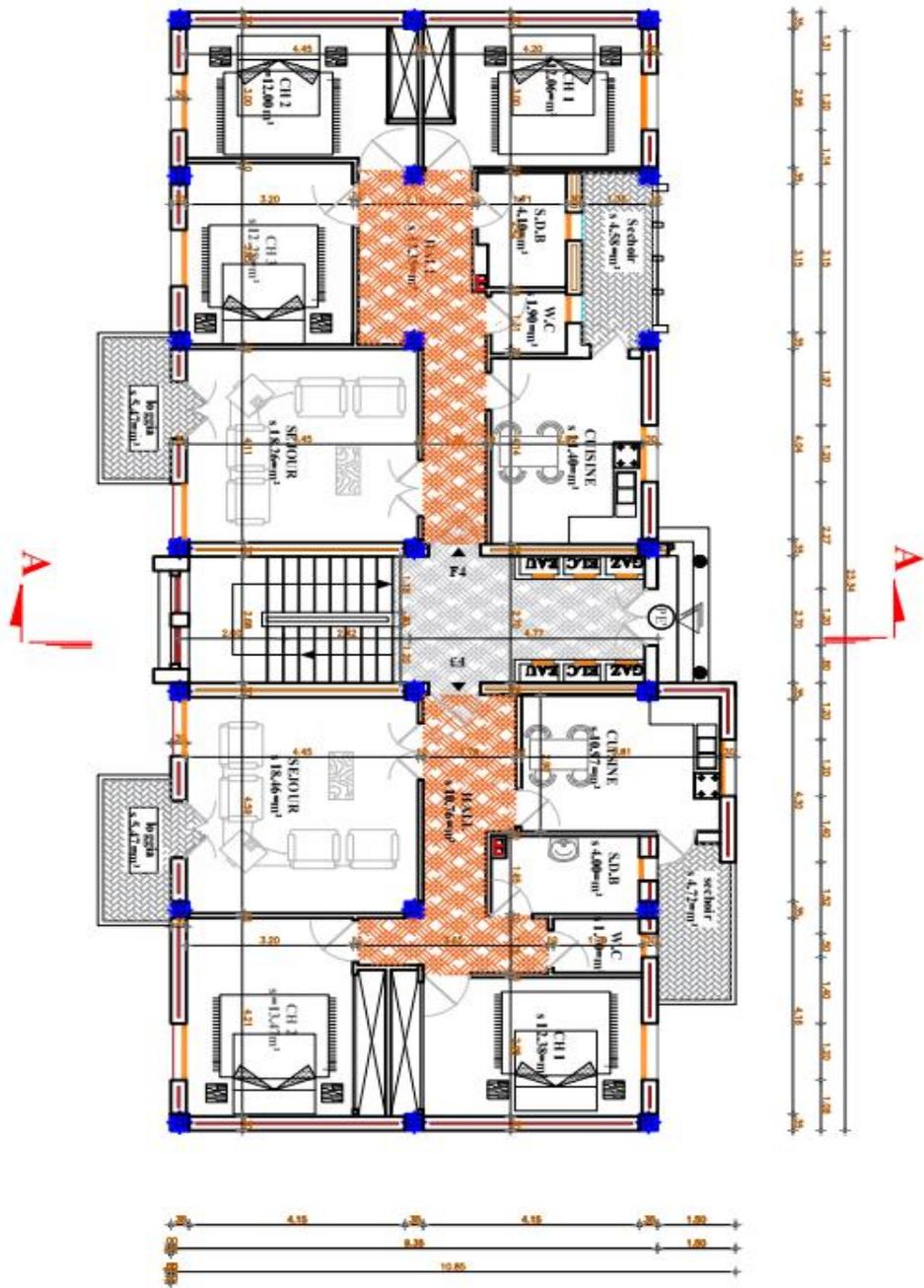


Organigramme de calcul en flexion composé -V-

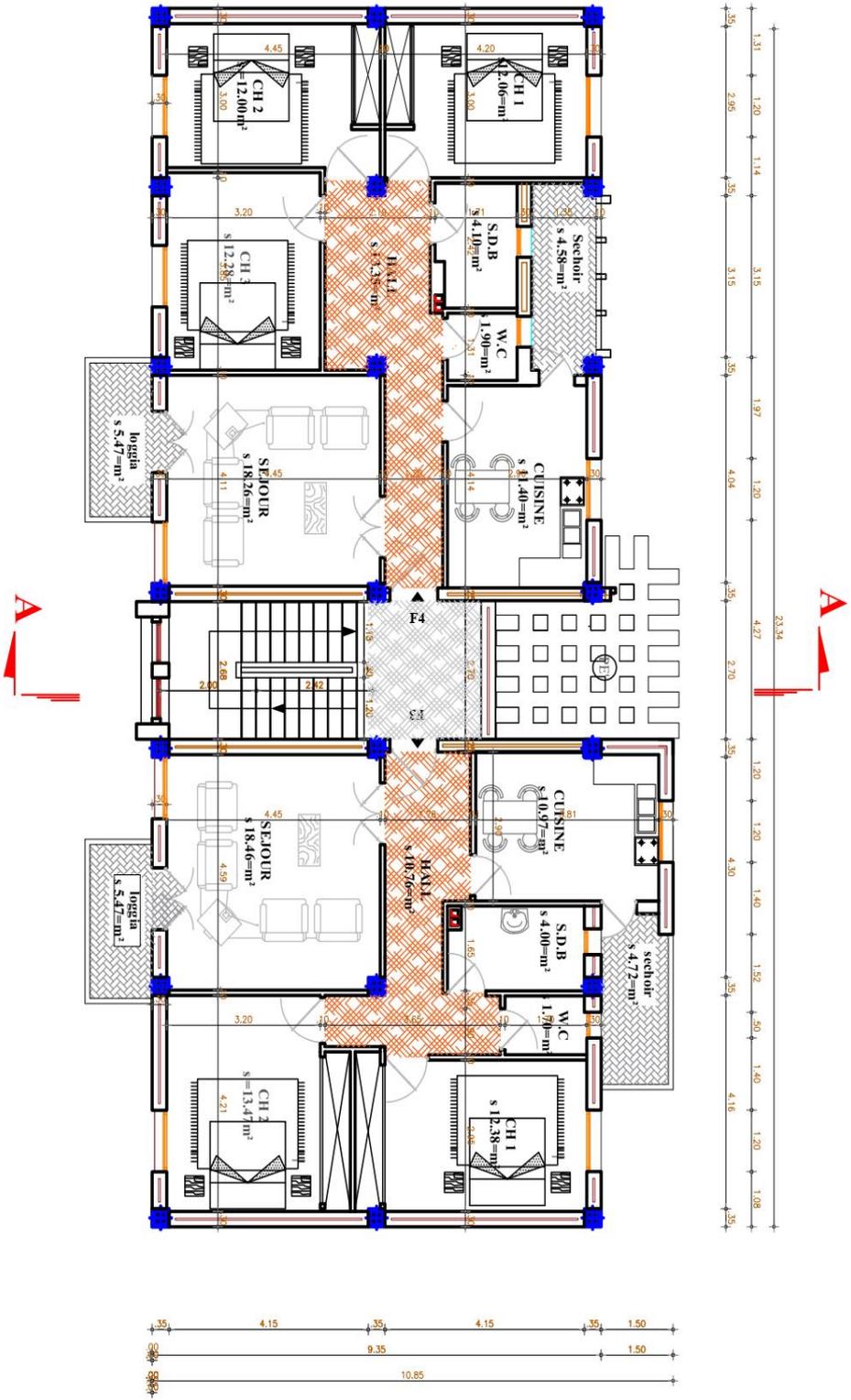


Les plans

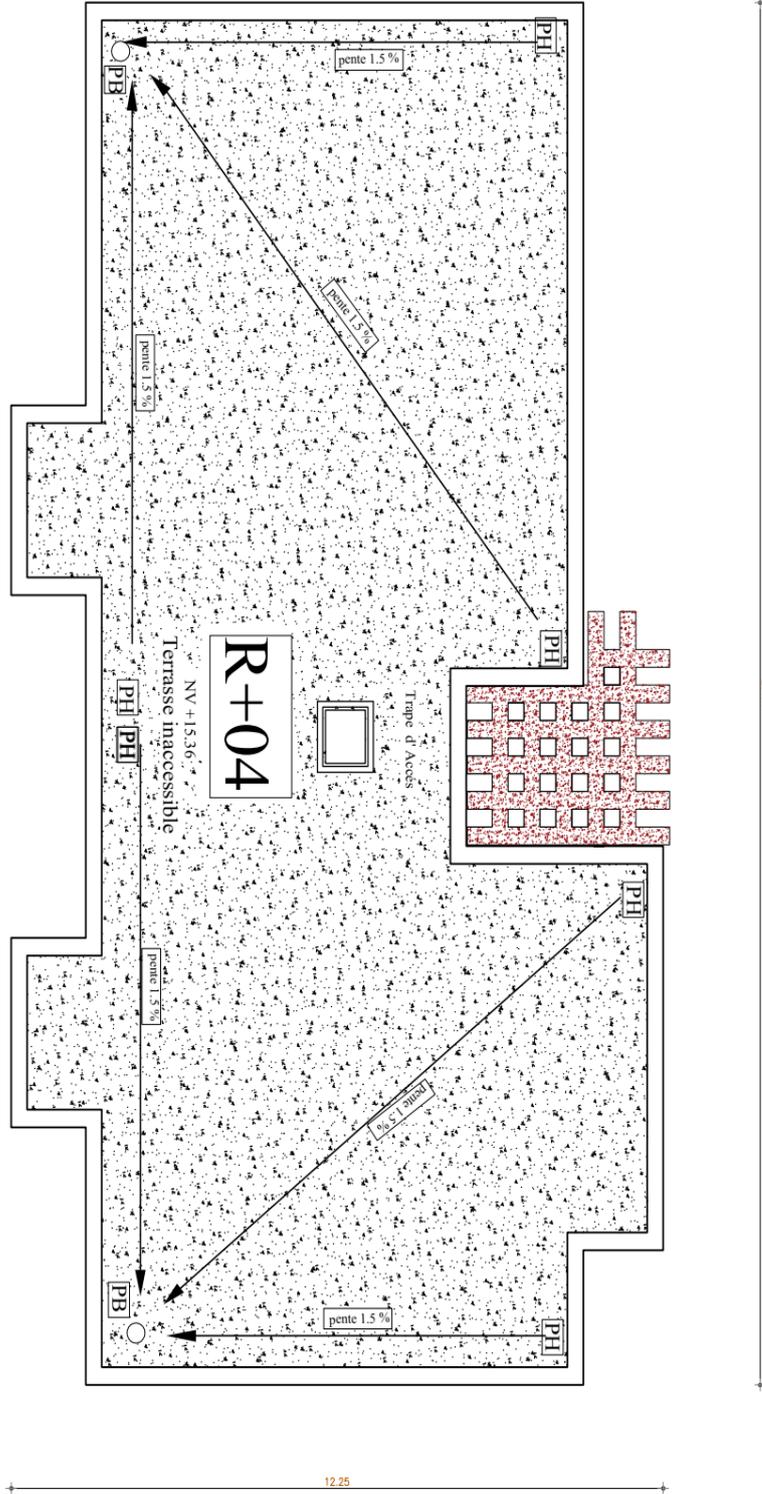
PLAN RDC



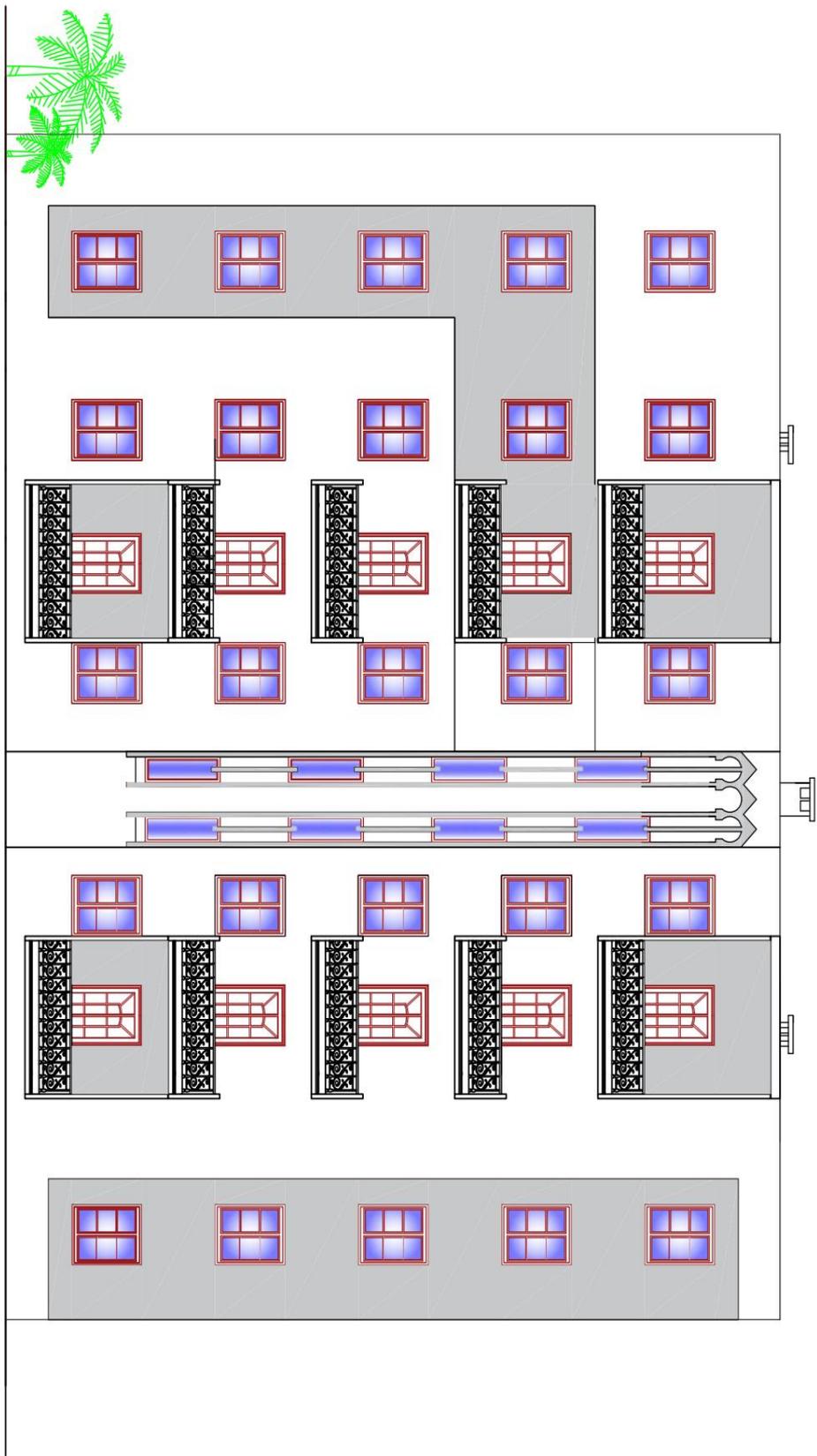
PLAN 1 ere, 2eme et 3me ETAGE



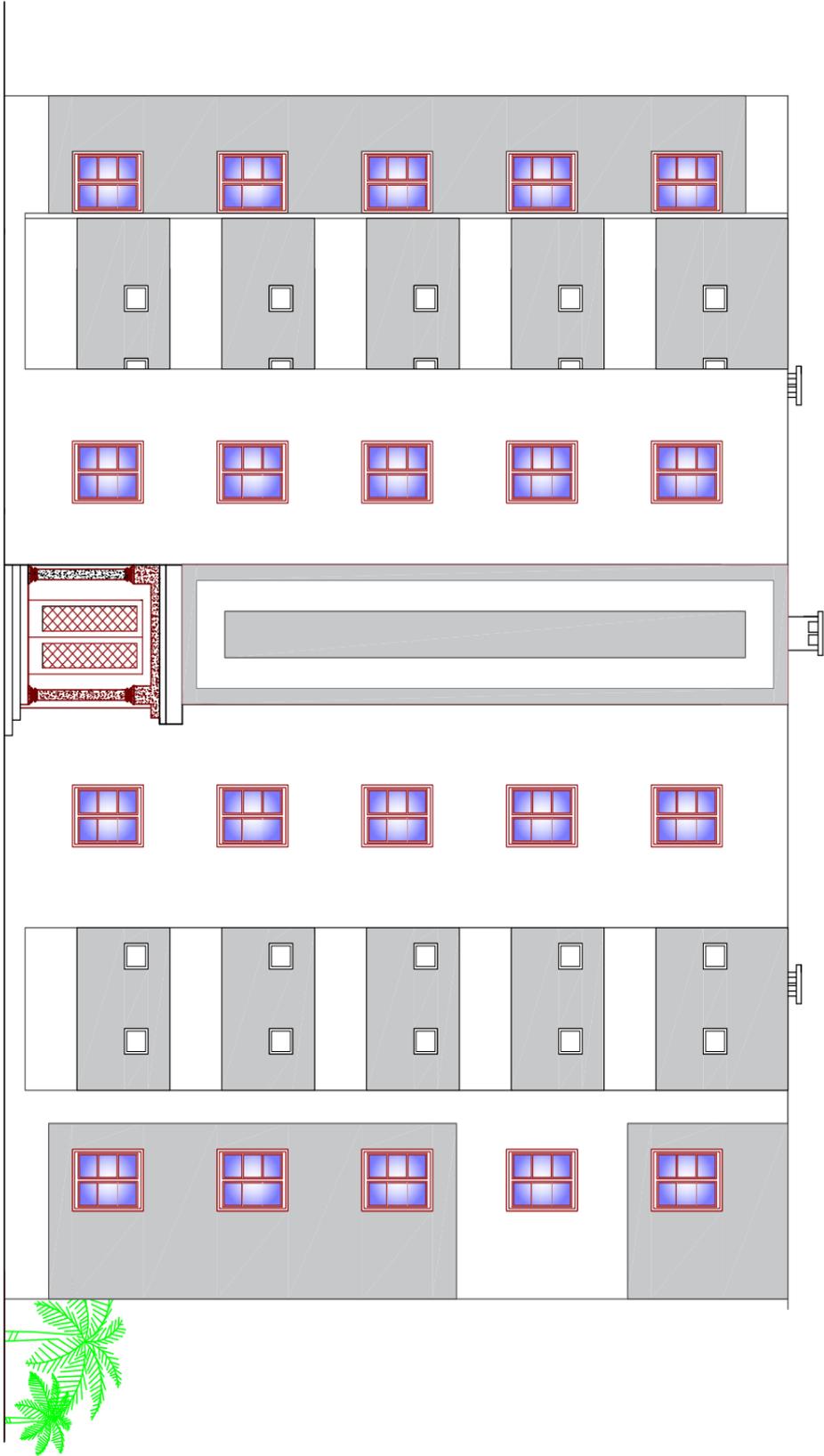
PLAN TERRASSE

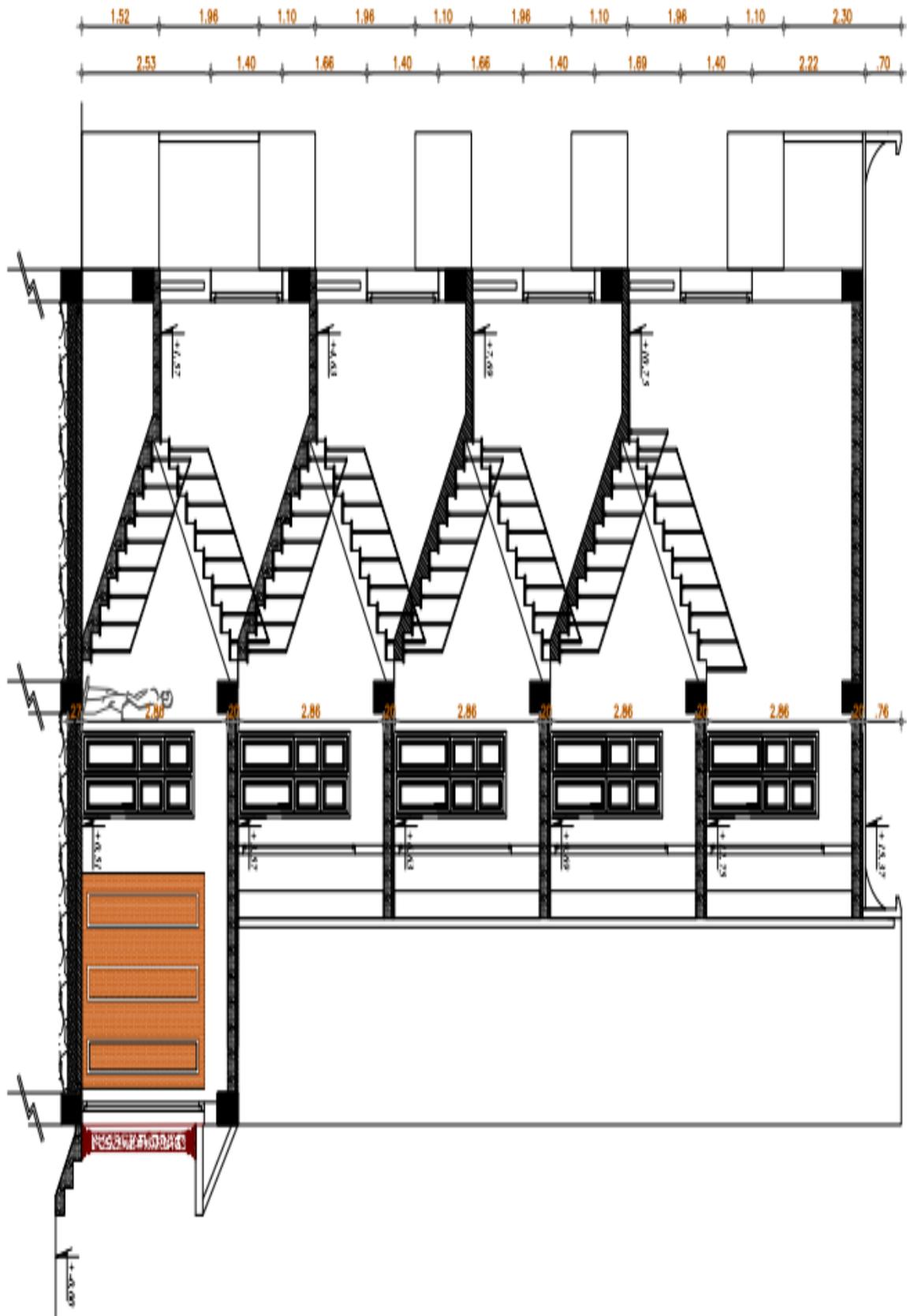


FACADE POSTERIOR

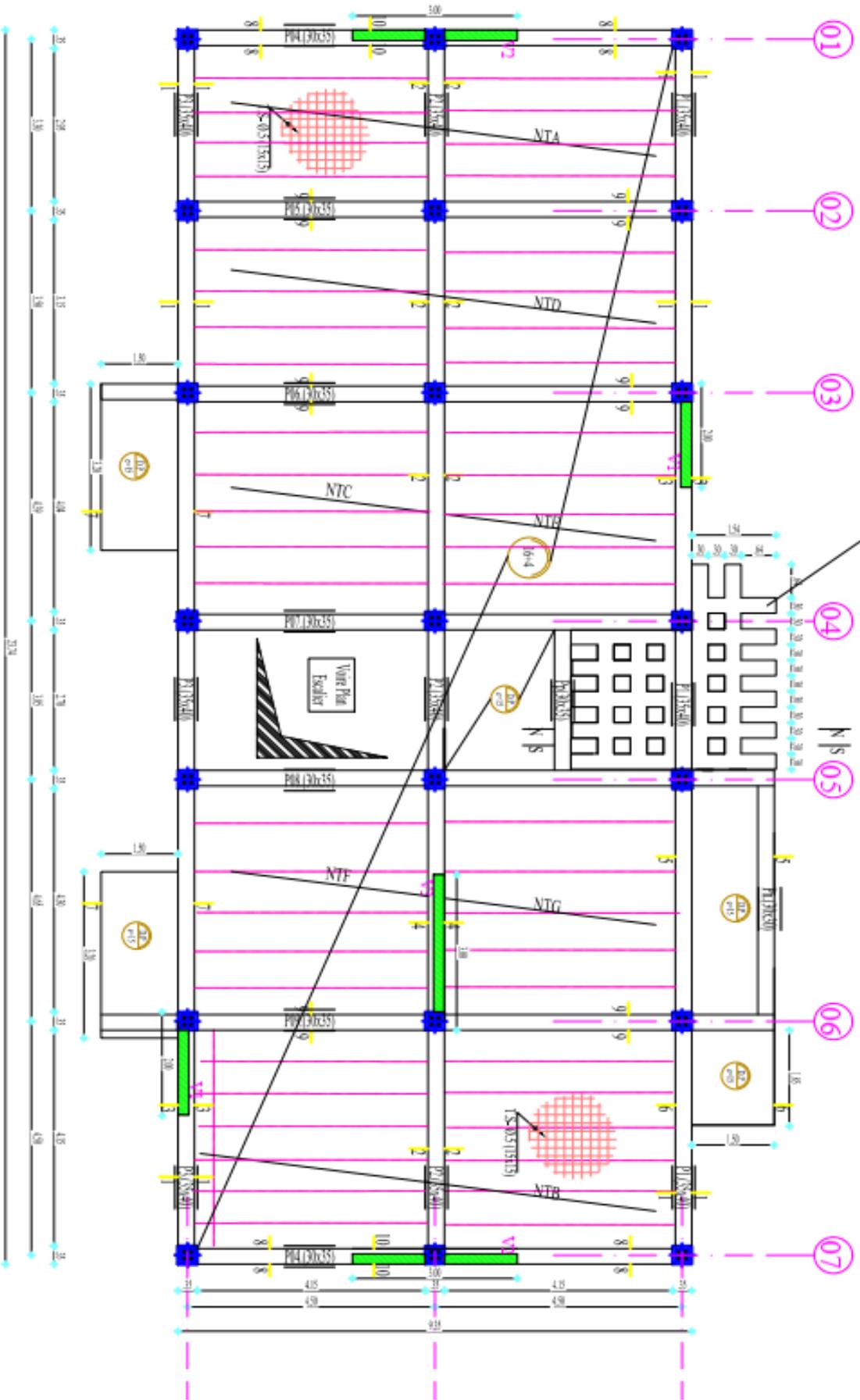


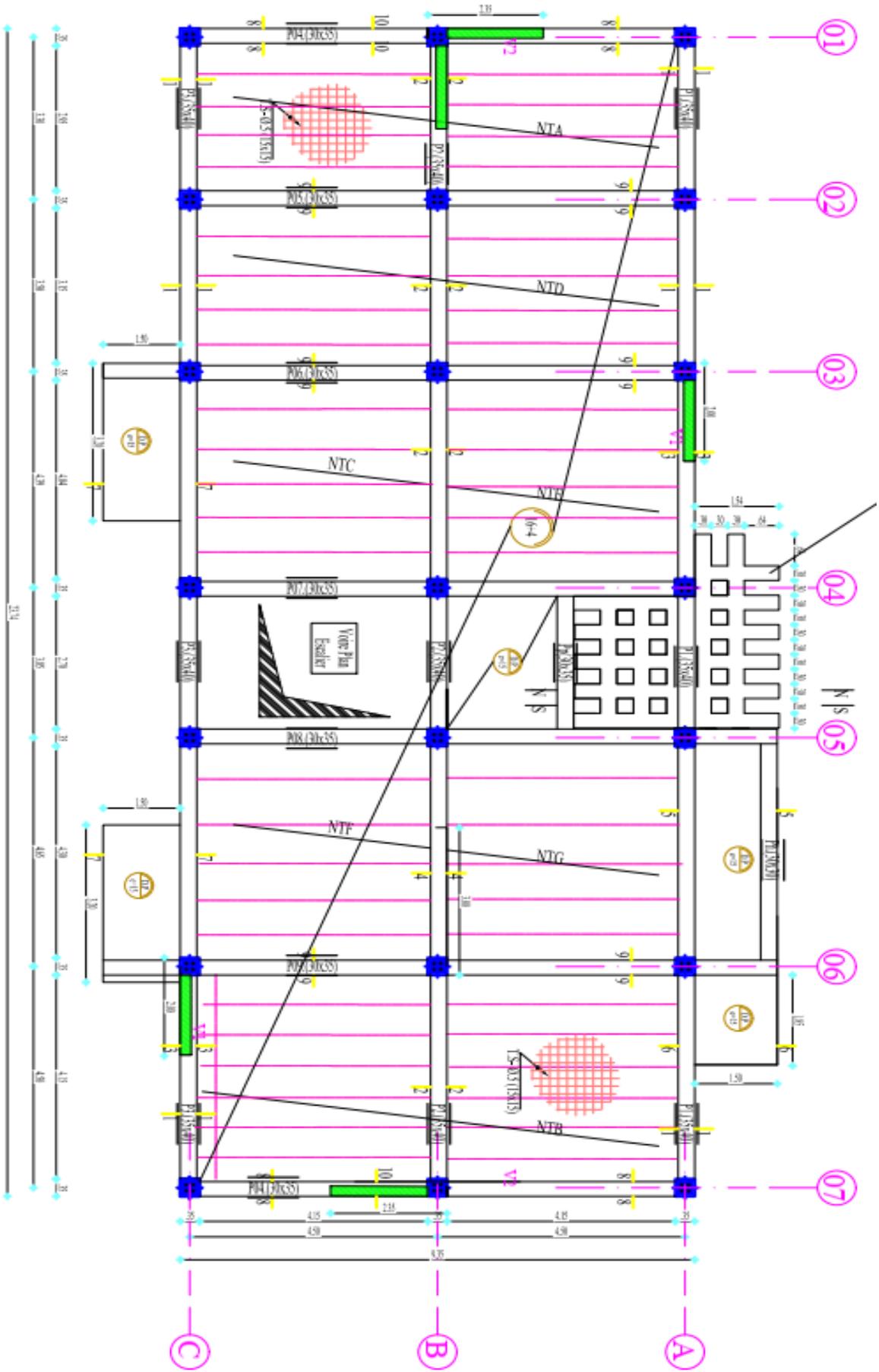
FACADE PRINCIPALE

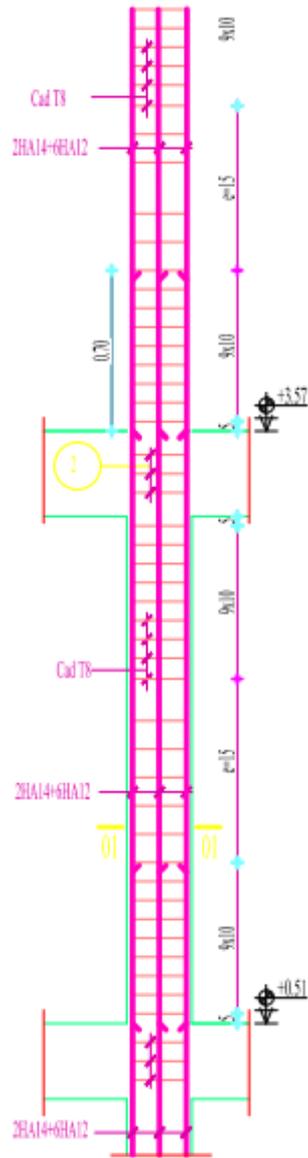
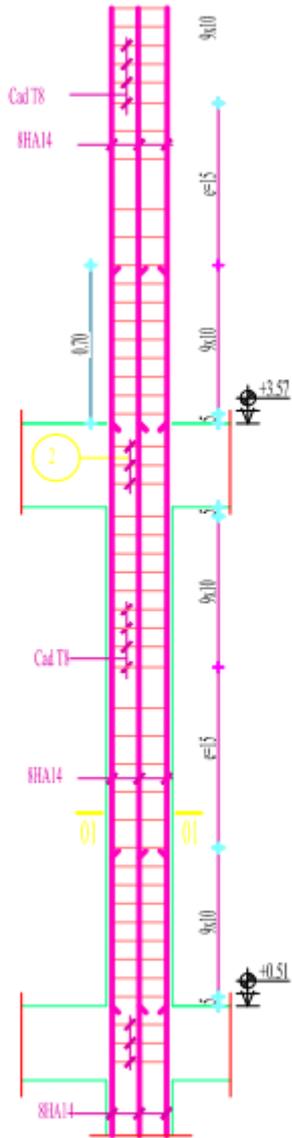


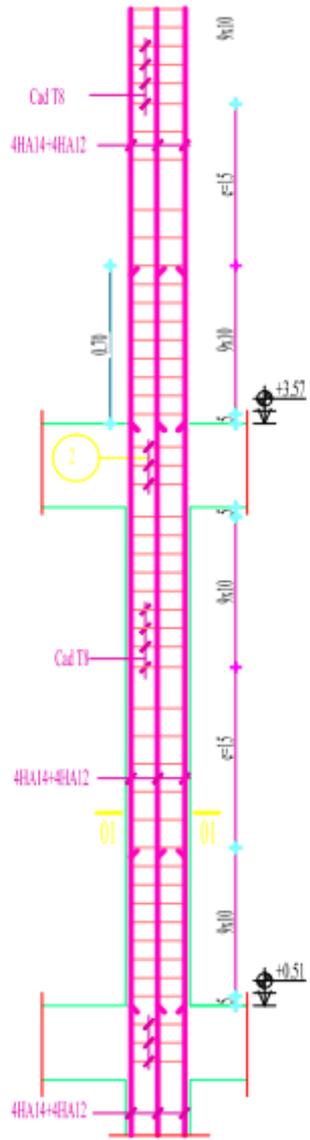


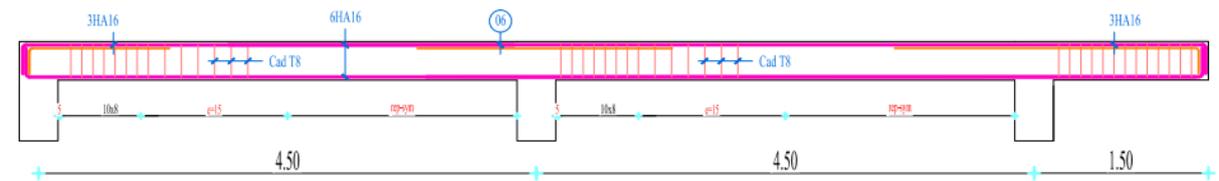
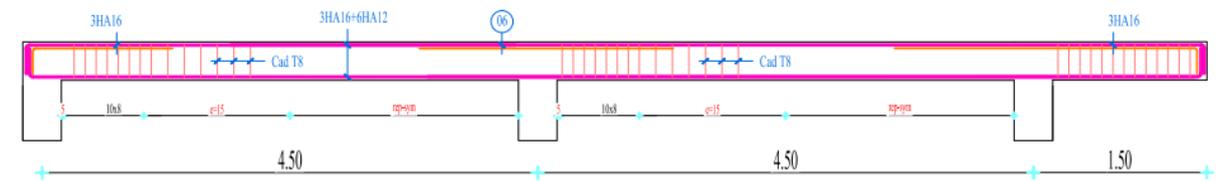
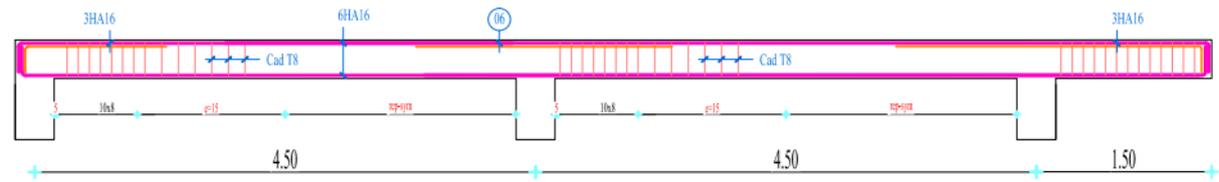
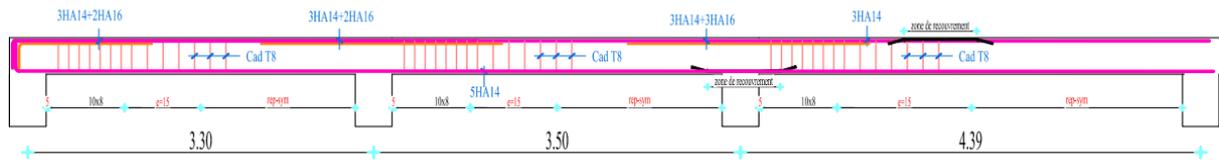
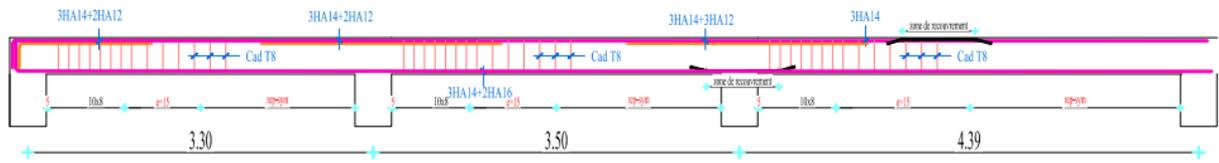
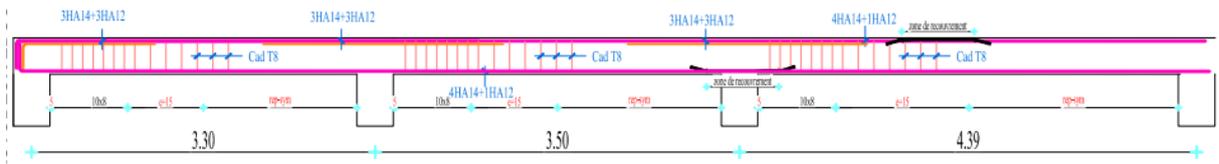
élément décoratif réalisé en béton armé

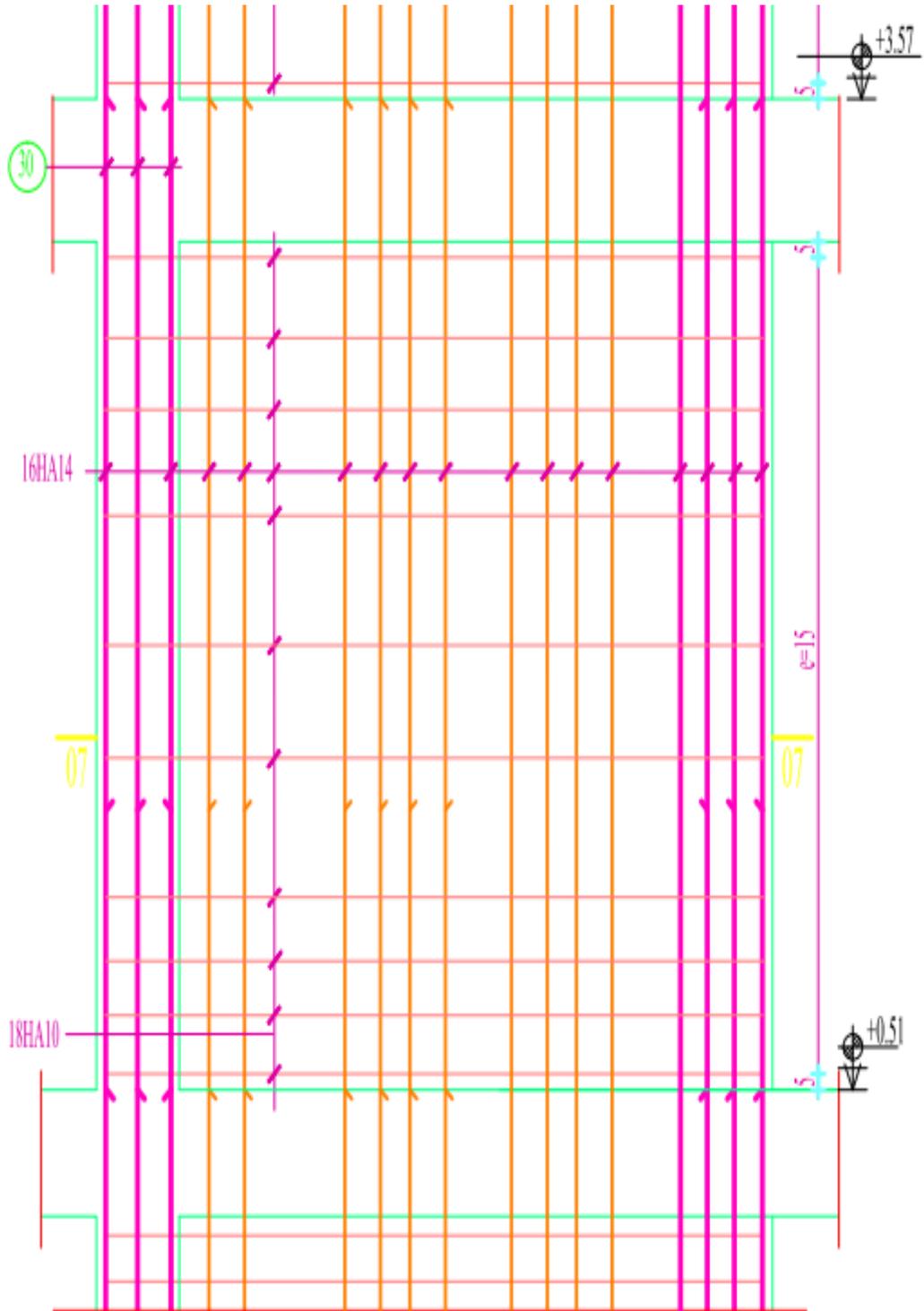


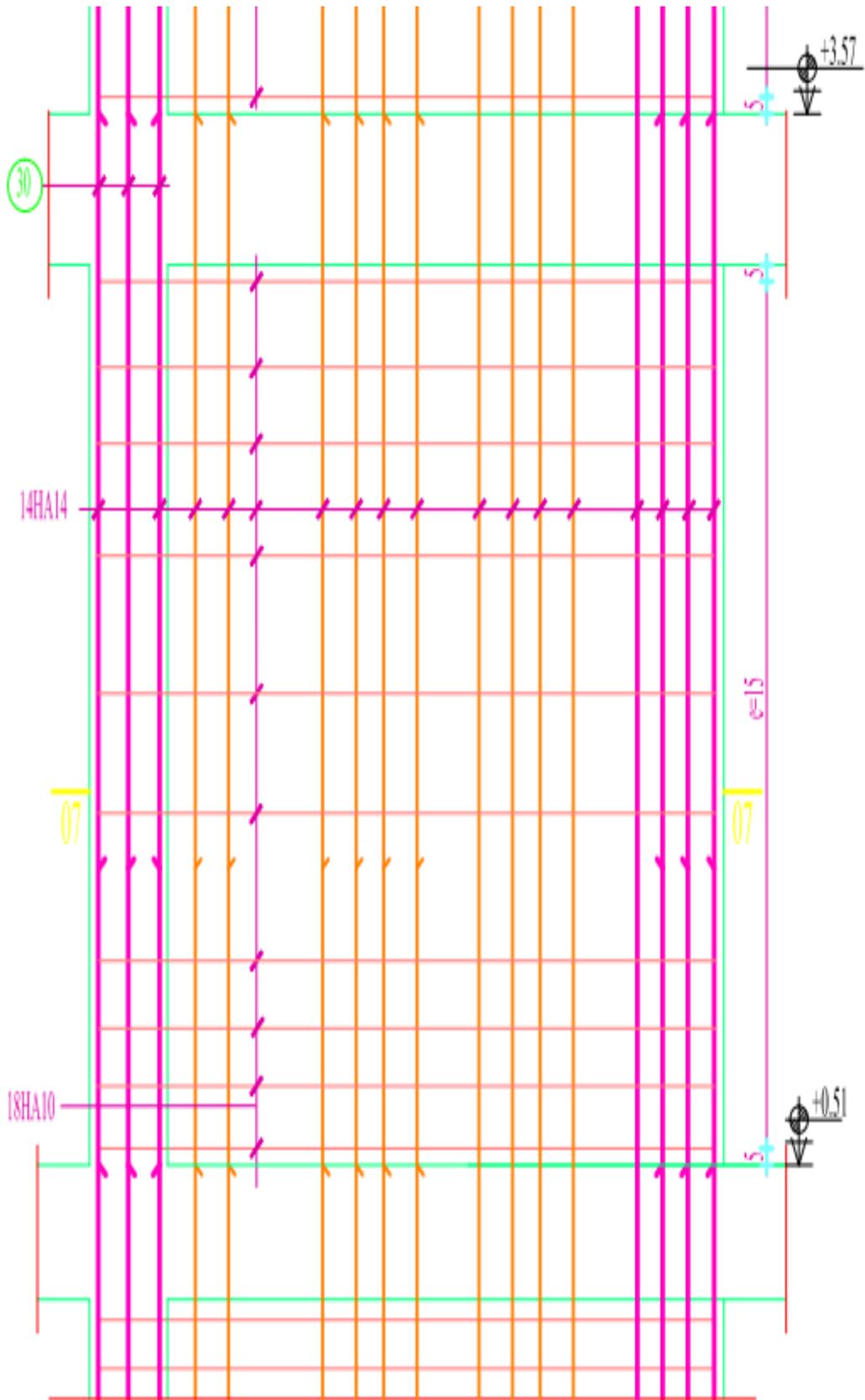


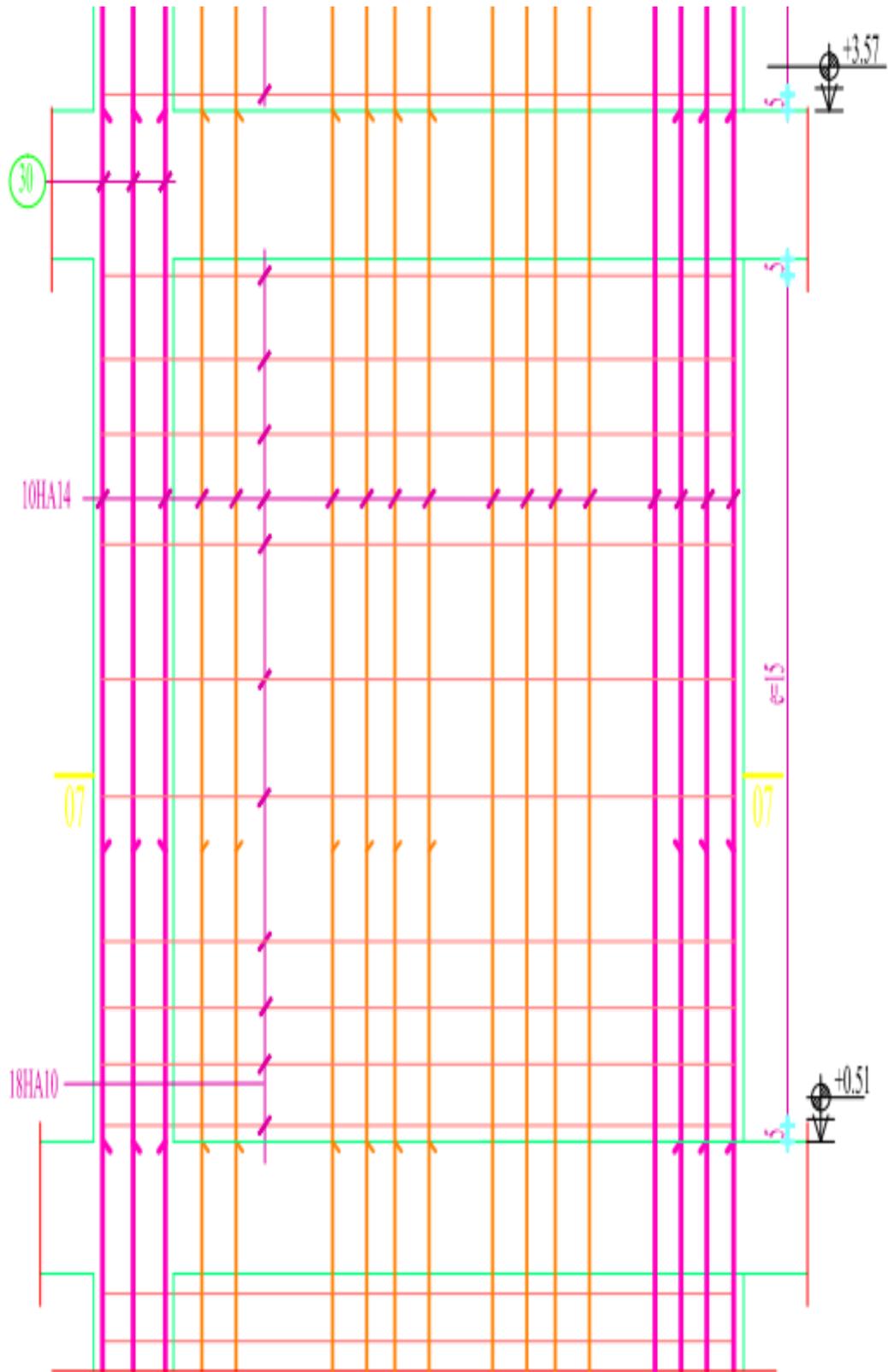


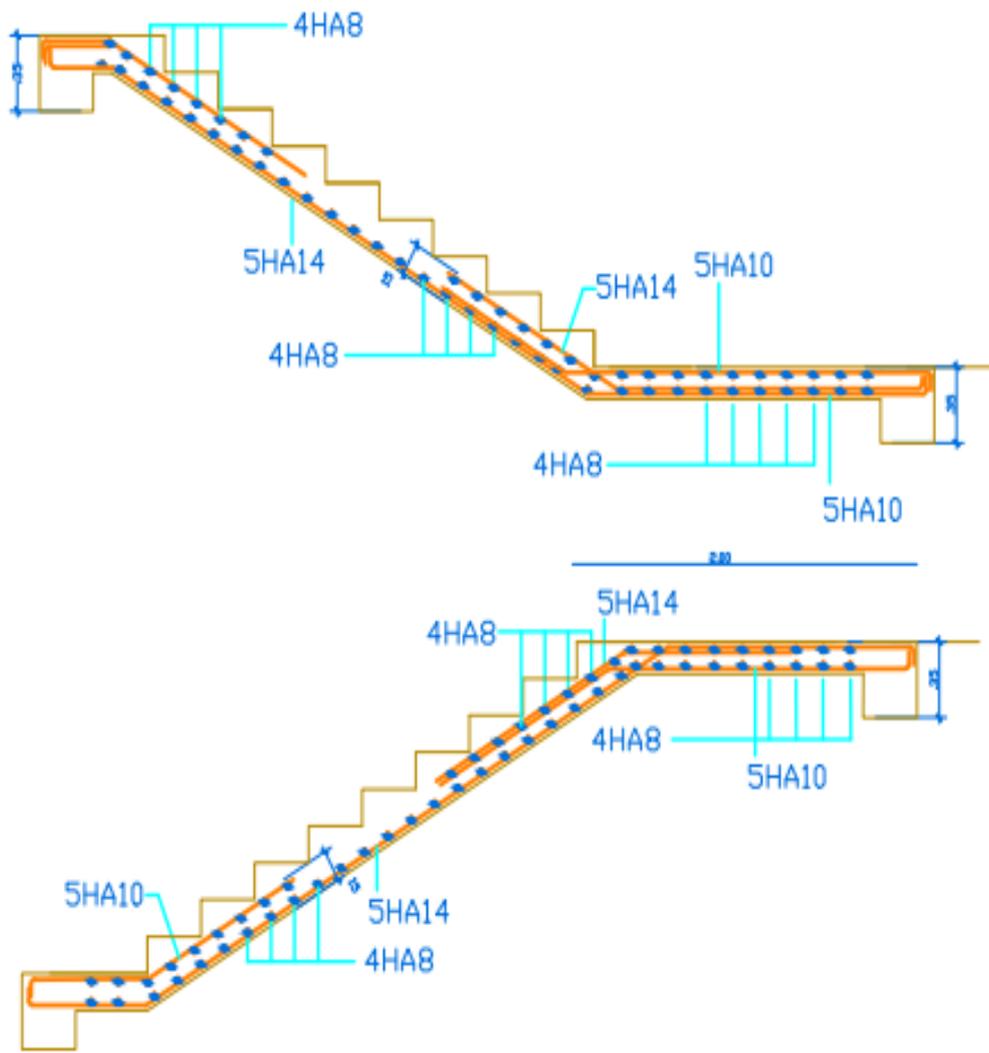




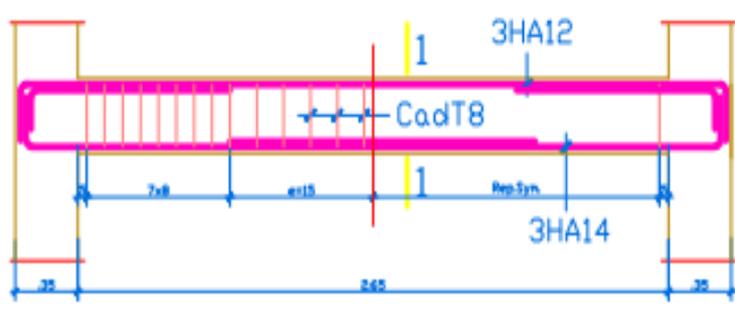


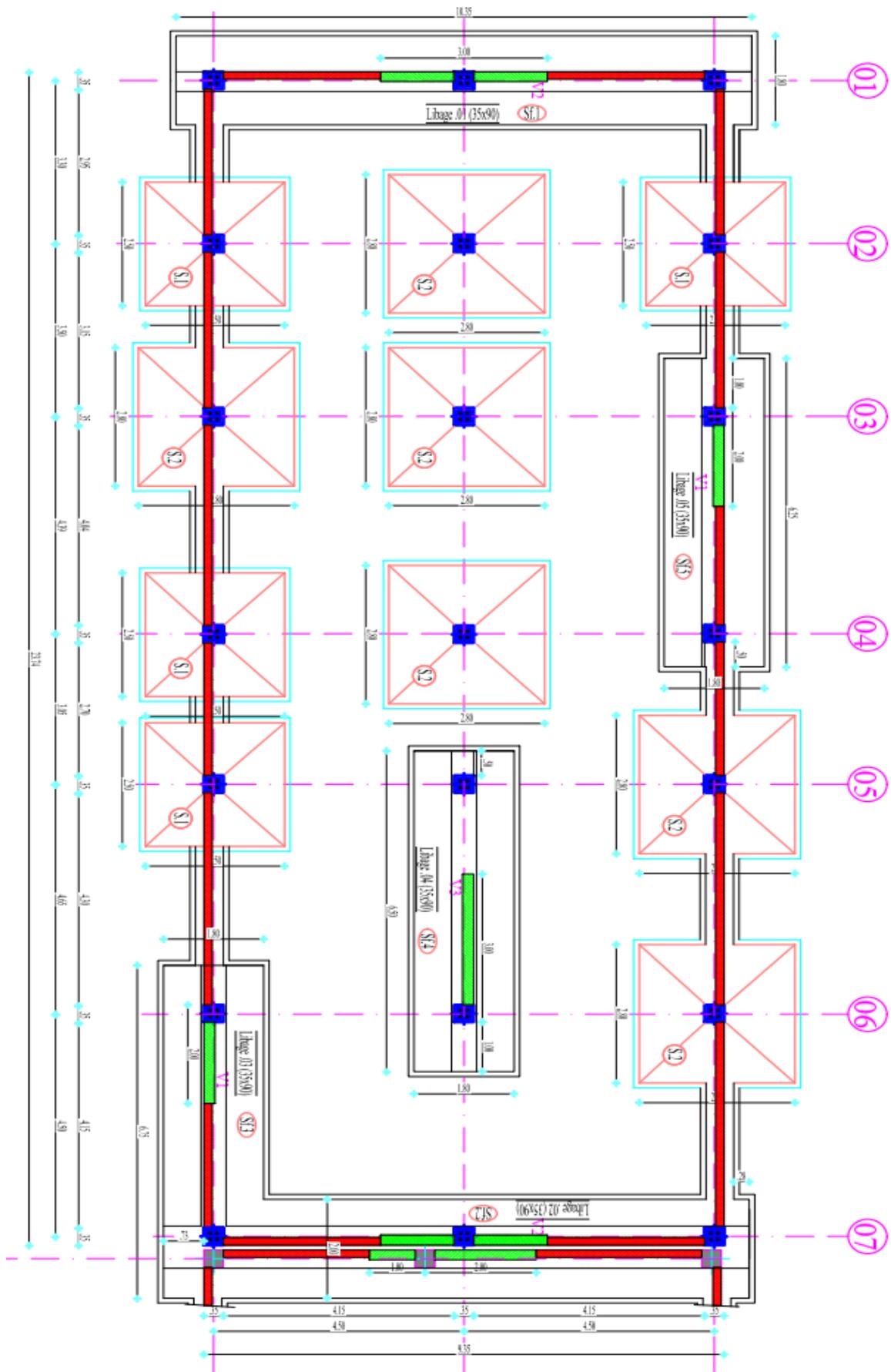


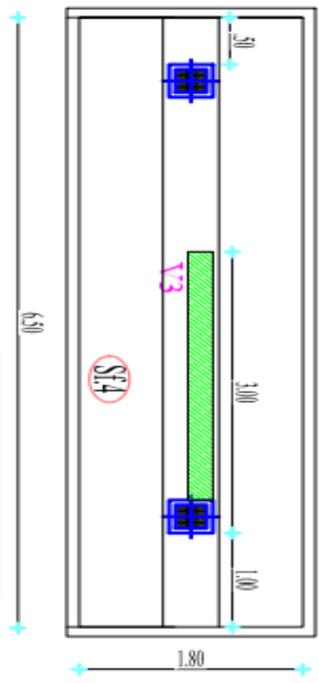




Poutre Palière. (30x35)







Libage .04 (35x90)

