

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 – Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi

Faculté des Sciences et de la Technologie

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية Département de Génie civil



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Filière : Génie Civil

Option : Structures

THÈME :

Influence de la disposition de la cage d'escalier sur le comportement dynamique d'un bâtiment en R+6 a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme.

Préparé par :

SOUICI.Fahd

DEBICHE.Ishak

Encadreur : MSouki.E

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 participé à la rédaction de ce modeste travail plus particulièrement :

M Souki.E 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 et surtout nous tenons à remercier nos chères parents pour leur sacrifice leur patience leur encouragement lors de notre vie en général et notre formation en particulier.

Dediance :

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 SOUICI et DEBICHE.

A tous mes amis.

A tous mes collègues de département de Génie Civil.

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

Résumé:

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée , et six étages qui contient des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de Alger , classé en zone III selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003),Le but de cette étude de voir l'influence de la disposition de la cage d'escalier au conception structurelle et leur importance au comportement dynamique .

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 2013).

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.

الملخص:

المبنى الذي تم دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق أرضي مخصص وستة طوابق مخصصة لبنانيات سكنية ، تم إنجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (III) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA) نسخة 2003.

الهدف من هذا العمل هو رؤية تأثير تخطيط الدرج على التصميم الهيكلي وأهميته على السلوك الديناميكي.

مقاومة واستقرار البناية لكل الحملات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد ، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة ، الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج (ROBOT(2013)

تحديد الأبعاد والتسليح لكل العناصر المقاومة للبناية صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (91 BAEI المعدل في 99 و (RPA) نسخة 2003.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساسات معزولة وموحدة.

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة ، العمارة ، التحليل الهيكلي ROBOT ، 91BAEI معدلة في 99 ، RPA نسخة 2003.

Abstract:

The building, studied in this memory ,the ground floor , but the six floors contains residences who will be established in the wilaya of Alger, Classified in zone III according to the Algerian earthquake resistant regulations (RPA99 versin 2003)The objective of this work is to see the influence of the stairwell layout on structural design and their importance on dynamic behavior.

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 2013).

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 analysis , RPA99-version 2003 , BAEL 91 edit 99.

SOMMAIRE :

<u>I-1 :INTRODUCTION GENERALE :</u>	3
---	---

I :Presentation de l'ouvrage

<u>I-1 :INTRODUCTION:</u>	3
---------------------------------	---

<u>II.2. PRESENENTATION DE L'OUVRAGE:</u>	3
---	---

<u>I-3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :</u>	3
---	---

<u>I-4 : Conception de la structure :</u>	3
---	---

<u>I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :</u>	4
--	---

<u>I-5-1 : Béton :</u>	4
------------------------------	---

<u>I-5-2 :Aciers :</u>	7
------------------------------	---

<u>I-6 : Conclusion :</u>	9
---------------------------------	---

II: Prédimensionnement des éléments et descente des charges :

<u>II-1 : Introduction:</u>	11
-----------------------------------	----

<u>II-2 Prédimensionnement:</u>	11
---------------------------------------	----

<u>II-2-1: Les poutres:</u>	11
-----------------------------------	----

<u>II-2-2: Les planchers:</u>	12
-------------------------------------	----

<u>II-2-3 : Les voiles :</u>	14
------------------------------------	----

<u>II-2-4 : Les poteaux :</u>	15
-------------------------------------	----

<u>II-2-5 : Escalier :</u>	16
----------------------------------	----

<u>II-3: Charges et surcharges:</u>	19
---	----

<u>II-3-1: Charges permanentes G:</u>	19
---	----

<u>III-3-2: Surcharges d'exploitations Q:</u>	23
---	----

<u>II-3-3: Tableau récapitulatif des charge G et Q:</u>	23
---	----

<u>II-4: Descente des charges:</u>	23
--	----

<u>II-4-1-Loi de dégression des charges :</u>	23
---	----

<u>II-4-2- Récapitulation de l'ensemble des descentes de charge :</u>	24
---	----

<u>II-5- Vérification de la section des poteaux:</u>	33
--	----

<u>II-6- Conclusion :</u>	36
---------------------------------	----

III : Etude des éléments secondaires :

<u>III.1 : Introduction :</u>	38
<u>III.2 : ACROTÈRE :</u>	38
<u>III-2-1 : Calcul des sollicitations :</u>	39
<u>III-2-2 : Ferrailages :</u>	39
<u>III-2-3 : schématisation du ferrailage :</u>	42
<u>III-3 : Les balcons :</u>	42
<u>III-3-1 : Évaluation des charges :</u>	43
<u>III-3-2 : Calcul du ferrailage :</u>	44
<u>III-3-3 : Schéma de ferrailage :</u>	46
<u>III-4 : Les escaliers :</u>	46
<u>III-4-1 : étude du palier de repos en console :</u>	47
<u>III-4-1-1 : Évaluation des charges :</u>	48
<u>III-4-1-2 : Ferrailage :</u>	49
<u>III-4-1-3 : schématisation du ferrailage du paliers :</u>	51
<u>III-4-2 : étude de la Paillasse :</u>	52
<u>III-4-2-1 : Calcul des sollicitations :</u>	52
<u>III-4-2-2 : Calcul des armatures :</u>	53
<u>III-4-2-3 : Schématisation du ferrailage :</u>	57
<u>III-4-3 : Etude de la poutre palière :</u>	58
<u>III-4-3-1 : Evaluation des charges :</u>	58
<u>III-4-3-2 : Calcul du ferrailage :</u>	59
<u>III-4-3-3 : Calculs à la torsion :</u>	60
<u>III-4-3-4 : Schéma de ferrailage :</u>	61
<u>III-4 : Conclusion :</u>	62
<u>IV- Etudes des Planchers :</u>	
<u>IV-1 : introduction :</u>	64
<u>IV-2 : Choix de la méthode de calcul :</u>	65

<u>IV-2-1 : Méthode forfaitaire:</u>	65
<u>IV-2-2 : Méthode de Caquot :</u>	65
<u>IV-3 : Evaluation des charges et surcharges :</u>	67
<u>IV-4 : Calculs des sollicitations :</u>	68
<u>IV-5 : Diagrammes des efforts :</u>	71
<u>IV-6 : Ferrailages des poutrelles :</u>	72
<u>IV-6-1 : état limite ultime :</u>	72
<u>IV-6-2 : Vérification à L'ELS :</u>	74
<u>IV-6-3 : Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U) :</u>	75
<u>IV-7 : Schéma de ferrailage :</u>	76
<u>IV-8 : Ferrailage de la dalle de compression :</u>	77
<u>IV-9 : Conclusion :</u>	78
 <u>V : Etude dynamique :</u>	
<u>V-1 : Introduction :</u>	80
<u>V-2 : Méthode statique équivalente :</u>	80
<u>V-2-1 : Condition d'application de la méthode statique équivalente :</u>	80
<u>V-2-2: Calcul de la force sismique totale :</u>	81
<u>V-3 : Spectre de réponse de calcul :</u>	85
<u>V-4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par Robot Structural Analysis :</u>	88
<u>V-4-1 : périodes de vibration et taux de participation des masses modales :</u>	88
<u>V-4-2 : Comportement dynamique de la structure :</u>	90
<u>V-5 : Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:</u> .92	
<u>V-5-1 : Justification de l'interaction voiles-portiques Le RPA99 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :</u>	92
<u>V-5-2 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base :</u>	93
<u>V-5-3 : Vérification vis-à-vis des déplacements inters-étages :</u>	93
<u>V-5-4 : Justification Vis A Vis De l'effet P- :</u>	96
<u>V-5-5 : Vérification de l'effort normal réduit :</u>	98
<u>V-5-6 : Effets de la torsion accidentelle :</u>	98
<u>V-6 : conclusion :</u>	99
 <u>VI : Etude des éléments structuraux :</u>	
<u>VI-1 : Introduction :</u>	101

<u>VI-2 : Etude des poteaux :</u>	101
<u>VI-2 -1 : Spécifications pour les poteaux :</u>	101
<u>VI-2 -2 : Sollicitations de calcul :</u>	103
<u>VI-2 -3 :Ferrailage du poteau :</u>	103
<u>VI-2-4:Vérifications :</u>	106
<u>VI-3 : Ferrailage des poutres :</u>	107
<u>VI-3-1 :Combinaison des charges :</u>	107
<u>VI-3-2 :Spécifications vis-à-vis au ferrailage des poutres :</u>	108
<u>VI-3-3Ferrailage des poutres :</u>	109
<u>VI-3-4 : Vérification à L'ELS:</u>	110
<u>VI-3-5 : Justification vis-à-vis du cisaillement (E.L.U) :</u>	111
<u>VI-3-6 : Vérification de la flèche :</u>	112
<u>VI-3-7 : Récapitulation des résultats du ferrailage :</u>	112
<u>VI-3-8 : Schéma du ferrailage:</u>	112
<u>VI-4 : Etude des voiles :</u>	114
<u>VI-4-1 : Combinaisons des charges :</u>	115
<u>VI-4-2 : Les recommandations du RPA 99 version 2003 :</u>	115
<u>VI-4-3 : Calcul des sollicitations :</u>	116
<u>VI-4-4 : Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :</u>	116
<u>VI-4-5 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical :</u>	119
<u>VI-4-6 : Schéma du ferrailage :</u>	119
<u>VI-5 : Conclusion:</u>	122
<u>VII : étude de l'infrastructure :</u>	
<u>VII-1 : introduction :</u>	124
<u>VII-3 Semelle isolée sous poteaux :</u>	124
<u>VII-4 : Semelles filantes :</u>	124
<u>VII-4-1Vérification au non poinçonnement :</u>	125
<u>VII-4-2Ferrailage des semelles filantes :</u>	126
<u>VII-4-3 Ferrailage de répartition :</u>	126
<u>VII-5 : Etude de la poutre de libage :</u>	126
<u>VII-5-2 Calcul du ferrailage :</u>	127
<u>VII-5-2-1 Armatures inferieures :</u>	127
<u>VII-5-2-2Armatures supérieures :</u>	127

<u>VII-5-2-3</u>Armature de répartition :	127
<u>VII -6 : La longrine :</u>	128
<u>VII-6-1 :Dimensionnement de la longrine :</u>	128
<u>VII-6-2 Ferrailage de la longrine :</u>	128
<u>VII -7 : Schématisation du ferrailage :</u>	129
<u>VII -7 : Conclusion :</u>	130
<u>Conclusion generale :</u>	131

LISTE DES FIGURES :

I.Présentation de l'ouvrage :

Figure I .1 : Diagramme Contrainte déformations du béton.....	4
Figure I .2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).....	5
Figure I.3: Loi de comportement de l'acier	6
Figure I .4 : Diagramme contrainte déformation d'acier	7

II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges :

FigureII.1:Présentation de plancher.....	12
FigureII-2:caractéristiques géométriques du plancher.....	13
Figure. II-3 :Coupe de voile en plan.....	14
Figure II -4 : présentation des différents éléments des escaliers.....	15
Figure II -5 : 1 ^{er} volet escalier RDC.....	16
Figure II -6 : 2 ^{eme} volet escalier RDC.....	17
Figure II-7 : Plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure II-8 : Mure extérieur.....	19
Fig. II-9- dimensions de l'acrotère.....	20
Fig. II-10 : Balcon.....	20
Figure II-11: Poteau d'angle.....	23
Figure II-12 : Poteau de rive.....	26
Figure II-13 : Poteau central.....	29

III : Etudes des éléments secondaires :

Figure III -1: coupe verticale de représentant les dimensions et les sollicitations del'acrotère	38
Fig. III -2 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	41
Figure III-3 : Présentation des dimensions du balcon.....	41
Figure III-4 : sollicitation exercée sur le balcon.....	41

Fig. III-5 : Schéma de ferrailage du balcon.....	45
Fig.III-6:schématisationdes escaliers faite avec l’AUTOCAD.....	46
FigureIII-7:Présentationdu palier en console.....	46
Figure III-8 : charges agissantes sur le palier.....	46
Figure III-9 : Présentation du ferrailage du palier de repos.....	50
Figure III-10 : dimensions de la paillasse.....	51
Figure III-11 : schéma statique de la paillasse.....	51
Figure III -12 : la charge équivalente.....	52
Figure III-13 : schéma de ferrailage de la première volée (RDC).....	56
Figure III-14 : schéma de ferrailage de la deuxième volée (RDC)....	56
Figure III-15 : schéma de ferrailage de la poutre palière (RDC).....	61

IV- étude des Planchers :

Figure IV-1 : Schéma statique de la coupe de plancher.....	63
Figure IV-2 :Corps creux.....	64
Figure IV-3 : diagramme des moments a l’ELU.....	70
Figure IV-4 : diagramme des efforts tranchant a l’ELU.....	71
Figure IV-5 : diagramme des moments a l’ELS.....	71
Figure IV-6 : diagramme des efforts tranchant a l’ELS.....	71
Figure IV-7 : ferrailage de la nervure en travée.....	75
Figure IV-8 : ferrailage de la nervure sur appuis.....	75
Figure IV-9 : ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression...77	

V : étude dynamique :

Figure V-1 : spectre de réponse zone III.....	84
FigureV-2 : Disposition des voiles et des escaliers 1 au milieu.....	85
FigureV-3 : Disposition des voiles et des escaliers à la cote droite.....	85
FigureV-4 : Disposition des voiles et des escaliers 3 à la cote gauche...86	

FigureV-5 : Vue de la modélisation de la structure par le logiciel Robots.....	88
Figure V-6 : Translation suivant y-y.....	89
Figure V-7 : Translation suivant x-x.....	89
Figure V-8 : Rotation suivant z-z.....	90

VI : Etudes des éléments structuraux

FigureVI-1 : Ferrailage du poteau en 1 ^{er} cas d`étude.....	105
Figure VI-2 : Poutres principales en 1 ^{er} cas d`étude.....	111
Figure VI-3 : Poutres secondaire en 1 er cas d`étude.....	112
Figure VI-4 : Dispositions règlementaires du ferrailage vertical.....	113
Figure VI-5 : ferrailage du voile V_{X-X} RDC.....	117
Figure VI-6 : ferrailage du voile V_{X-X} 1 ^{er} Etage.....	118
Figure VI-7 : ferrailage du voile V_{X-X} '2-3-4-5-6'' Etage.....	118
Figure VI-8 : ferrailage du voile V_{Y-Y} RDC.....	118
Figure VI-9 : ferrailage du voile V_{Y-Y} 1 ^{er} Etage.....	119
Figure VI-10 : ferrailage du voile V_{Y-Y} '2-3-4-5-6'' Etage.....	119

VII : étude de l'infrastructure :

Figure VII.1. diagramme trapézoïdale.....	124
Figure VII.2. Disposition des armatures d'une semelle isolée.....	126
Figure VII-3 : ferrailage de la semelle filante SF1.....	130
Figure VII-4 : ferrailage de la semelle filante SF2.....	130
Figure VII-4 : ferrailage de la semelle filante SF3.....	131

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I-1: caractéristique géométrique de l'ouvrage.....3

Tableau I-2 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....7

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.

Tableau II-1 : Charge permanente du plancher terrasse.....18

Tableau II-2 : Charge permanente du Plancher courant.....19

Tableau II-3 : chargement du mur extérieur.....19

Tableau II-4 : Balcon accessible.....21

Tableau II-5 : récapitulation des charges et surcharges.....22

Tableau II-6 : Dégression des charges d'exploitation.....23

Tableau II-7 : descente de charge sur le poteau d'angle.....26

Tableau II-8 : descente de charge sur le poteau de rive.....29

Tableau II-9 : descente de charge sur le poteau central.....32

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III-1 : Sollicitation sur l'acrotère.....38

Tableau III -2- Sollicitations du balcon.....42

Tableau III-3: Calcule des sollicitations de la poutre palière.....48

Tableau III -4 : Résultats du calcul du ferrailage de la paillasse.....52

Tableau III-5 : Résultats du ferrailage de la poutre palière sous flexion simple.....58

Tableau III-6 : Résultats du verification de la poutre palière l'ELS.....58

CHAPITRE IV :

Tableau IV-1 : charge et surcharge supportées par la poutrelle terrasse....66

Tableau IV-2 : charge et surcharge supportées par la poutrelle terrasse.....66

Tableau IV-3 : les longueurs réduites.....67

Tableau IV-4 : moment sur appuis a l'ELU.....67

Tableau IV-5 : les efforts tranchants à l'ELU.....68

Tableau IV-6 : les moments en travées à l'ELU.....69

Tableau IV-7 : moment sur appuis a l'ELS.....96

Tableau IV-8 : les efforts tranchants a l'ELS.....	96
Tableau IV-9 : les moments en travées a l'ELS.....	70
Tableau IV-10 : résultats du calcul de ferrailage sur appuis à l'ELU.....	72
CHAPITRE V : Etude dynamique.	
Tableau V-1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	80
Tableau V-2 : calculs du facteur de qualité Q.....	83
Tableau V.3 : période et participation des masses donnée par Robots pour cas d'étude 1.....	87
Tableau V-6 : résultats des efforts donnés par ROBO.....	91
Tableau V-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	92
Tableau V-8 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position III.....	92
Tableau V-9 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position III.....	92
Tableau V-10 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position II.....	93
Tableau V-11 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position II.....	93
Tableau V-12 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Position I.....	93
Tableau V-13 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Position I.....	94
Tableau V-14 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position III Sens x-x.....	95
Tableau V-15 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position III Sens y-y.....	95
Tableau V-16 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position II Sens x-x.....	96
Tableau V-17 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position II Sens y-y.....	96
Tableau V-18 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position I Sens x-x.....	96
Tableau V-19 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la Position I Sens y-y.....	96
Tableau V-20 : vérification de l'effet de torsion.....	97

CHAPITRE VI : Calcul des éléments structuraux.

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations sur les poteaux dans toutes disposition de la cage d`escalier au niveau du RDC.....	101
Tableau VI.2 : récapitulatif du ferrailage longitudinal du poteaux dans toutes les cas d`étude.....	103
Tableau VI-3 : vérification des contraintes.....	104
Tableau VI-4 : Vérification aux sollicitations tangentielles disposition1.....	105
Tableau VI-5 : résultats du calcul de ferrailage sur appuis.....	107
Tableau VI-6 : récapitulation du ferrailage des poutres en 1 er cas d`étude.....	110
Tableau VI-7 : les sollicitations des voiles pour le 1er cas d`étude.....	114
Tableau VI-8 : ferrailages verticaux des voiles en 1 er cas d`étude.....	117

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.....	123
Tableau VII-2 : récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	128
Tableau VII-3 : ferrailage inferieur de la poutre de libage.....	128
Tableau VII-4 : ferrailages supérieurs de la poutre	129
Tableau VII-5 : récapitulation du ferrailage des poutres de libage.....	129

LISTE DES NOTATIONS :

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

M_a : 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,

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

σ_{bc} : Contrainte limite du béton comprimé à l'E.L.S

σ_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

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, six étages, sous pente en béton armé implanté en zone de forte sismicité (Alger), dont le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

Les escaliers sont un élément important dans les bâtiments, nous avons donc utilisé les escaliers afin de contribuer à la stabilité du bâtiment en plus de son rôle principal, qui est de relier les étages et dans cette étude, nous avons sélectionné un groupe de positions pour les escaliers et les avons comparés.

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.

- Le sixeme chapitre présente étude des elements sturcturaux (poteaux , poutre , voiles) . .

- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2013est présenté dans le cinquième chapitre.

- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Presentation de l'ouvrage

I-INTRODUCTION:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment Cette Étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment (R+6).

II.2. PRESENMENTATION DE L'OUVRAGE:

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation.

L'ouvrage sera Implanté à **Alger**, ville située en zone " **Z III** ", des **sismicités fort**, selon le règlement parasismique algérien [**RPA99/version2003**].

I-3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

Hauteur des étages courants.....	3.06m
Hauteur du rez -de chaussée.....	3.06m
Hauteur totale du bâtiment avec acrotère.....	22.27m
Longueur totale du bâtiment en plan.....	21.42m
Largeur totale du bâtiment en plan.....	18.50m

Tableau I-1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I-4 : Conception de la structure :

✓ Le contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement assuré par voile porteurs en béton armé.

✓ 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.

✓ 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.

- ✓ Escaliers :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place.

I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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 l'article A.2.1.1.1 du CBA, 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 vérifier qu'elle est atteinte.

- Composition du béton :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA42,5.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

- ✓ Résistance caractéristique :

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 : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

- ✓ Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où } E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa} \dots \text{ C.B.A.93 [A.2.1.2.1]}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'où } : E_{v28} = 10721.4 \text{ MPa} \dots \text{ C.B.A.93 [A.2.1.2.2].}$$

✓ 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 :

$$f_{bu} = \frac{0.8}{\gamma_b} * f_{c28} = 14.6 \text{ MPa}$$

Avec :

- coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à :
 - 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h .
 - 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h .
 - 0.85 :lorsqu' elle est inférieure à 1h.
- Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent 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.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS a $j = 28$ jours :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

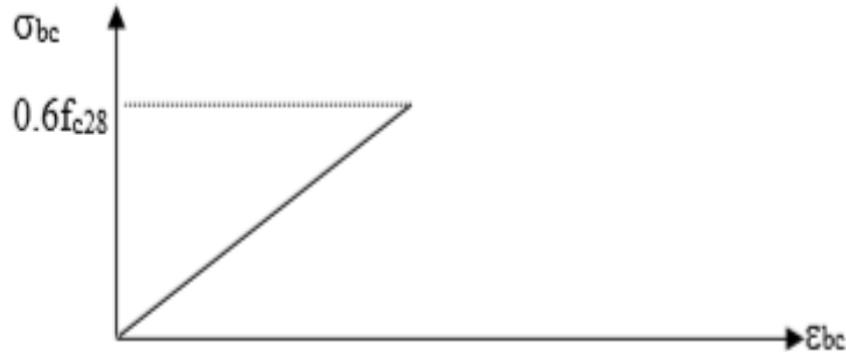


Figure I .2 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS) **C.B.A.93**

- Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté

"v". Conformément au règlement [BAEL 91]:

À l'ELU : $v=0$ ➔ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $v=0,2$ ➔ calcul des déformations (béton non fissuré).

- Module de deformation transversale :

$$G=E/2(1+V)$$

Avec : E : module de Young

$$U = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

U: Coefficient de Poisson :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 0 \dots \text{ELU} \\ U = 0.2 \dots \text{ELS} \end{array} \right.$$

- ✓ Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = v_u / b_0 * d$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \min [0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5(\text{MPa})]$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\tau_u = \min\{0.15 f_{cj} / \gamma_b, 5(\text{MPa})\}$$

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.

a-Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

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-2 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Le diagramme contrainte-déformation des armatures est défini comme mentionné sur la figure suivante :

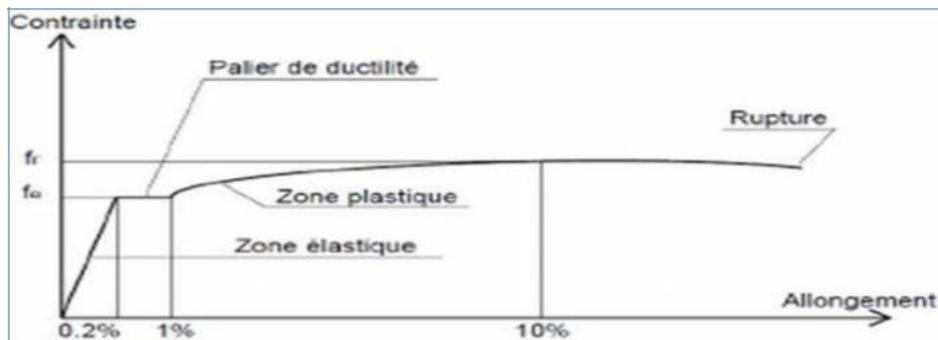


Figure I.3: Loi de comportement de l'acier C.B.A.93

Module de deformation 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 :**

$$\sigma_s = f_s / \gamma_s$$

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.

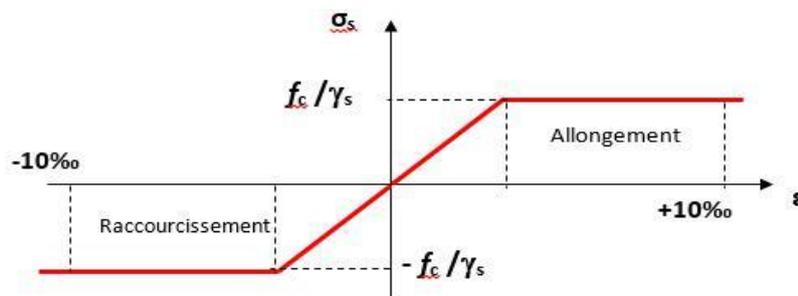


Figure I .4 : Diagramme contrainte déformation d'acier **CBA93**

➤ **Contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles [2], on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible:**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation

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

➤ **Fissuration préjudiciable:**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(1f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}})$$

➤ **Fissuration très préjudiciable:**

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

η : coefficient de sécurité

- ⎧ $\eta = 1.0$Pour les ronds lisses (R .L)
- ⎧ $\eta = 1.6$Pour les hautes adhérences (H .A)

I-6 : 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.
- 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.
- Assurez-vous que le béton prend la forme du couffrage pour éviter d'exposer l'acier à l'air.
- Les principes de préparation du béton doivent être respectés afin de l'obtenir Bonne résistance.

CHAPITRE II:

Predimensionnement des elements

II: Prédimensionnement des éléments et descente des charges :

II-1 : Introduction:

Le Pré Dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II-2 Prédimensionnement:

II-2-1: Les poutres:

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91] et Vérifiées par la suite selon le [RPA99.v.2003]

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

b : Largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

L : longueur libre entre nus d'appuis.

A : poutre principale :

$$L = 460cm.$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 460/15 \leq h \leq 460/10 \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$$

On adopte h = 40cm

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

$$\Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \quad \Rightarrow b = 30cm.$$

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

- $Min (b_1, h_1) \geq 25cm$ **en zones I et IIa**
 $b = 30cm \geq 25cm$...vérifiée.
- $Min (b_1, h_1) \geq 30cm$ **en zone IIb et III**
 $b = 30=30$...vérifiée.
- $Min (b_1, h_1) \geq He/20$
 $b = 30 \geq 17.85$...vérifiée.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

- $1/4 < 0.75 < 4$. . .Vérifiée.

B:Poutre secondaire :

$$L = 310 \text{ cm.}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 310/15 \leq h \leq 310/10 \Leftrightarrow 66.2 \leq h \leq 31$$

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

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

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ *en zones I et IIa*
 $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$. . .vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ *en zone IIb et III*
 $b = 30 \geq 30$. . .vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq H_e/20$
 $b = 30 \geq 17.85$. . .vérifiée.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
 $1/4 < 85.0 < 4$. . .vérifiée.

C : Poutre palière :

$$L = 320 \text{ cm.}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 320/15 \leq h \leq 320/10 \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

$$h = 30 \text{ cm.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

II-2-2: Les planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.90 m)
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

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

Résistance au feu :

D'après les règles [2]:

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.
- $ht \geq L/22.5$

L : longueur du grand panneau entre nus des poteaux.

$L=320\text{cm}$.

$ht \geq 320/22.5 = 14.22\text{ cm}$

On adopte un plancher (16+4) condition des fleches (B.6.8.4.2.4) [1]

$$L/25 \geq ht \geq L/20$$

$$320/25 \geq ht \geq 320/20$$

$$12.8 \geq ht \geq 16$$

$ht=20\text{cm}$Condition vérifiée.

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

- Nervures :

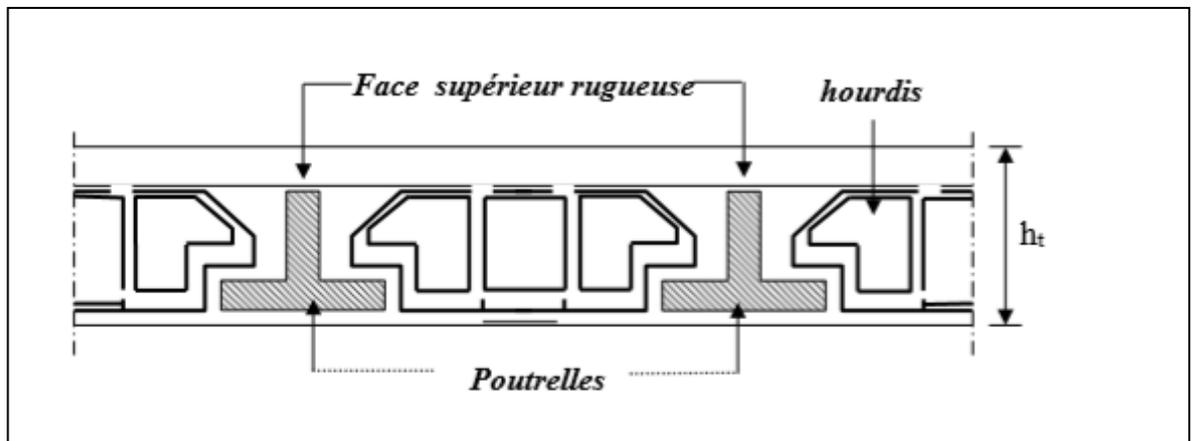


Figure II. 1: Présentation de plancher.

Les caractéristiques géométriques de la Nervure :

$$Ln = 55\text{ cm}$$

$$b_1 = (Ln/2, Ln/10) \rightarrow \min(27.5, 32)$$

$$b_0 = 10\text{cm}$$

$$b = Ln = 2 b_1 + b_0 \rightarrow (2 \times 27.5) + 10 = 65$$

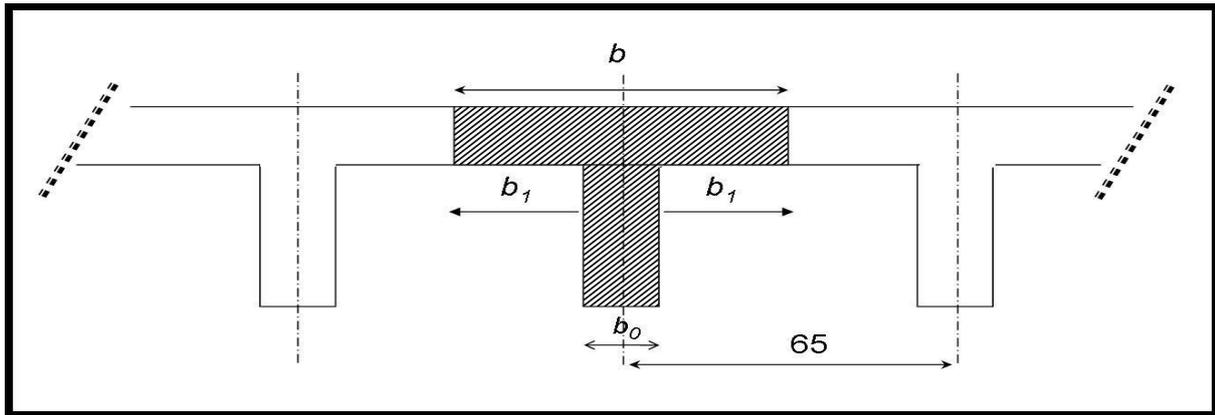


Figure II-2 : caractéristiques géométriques du plancher.

II-2-3 : Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifie par l'article 7.7 de R.P.A 99 des voiles servent, d'une part, à contreventement le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et, ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges
- Les actions horizontales: efforts de séisme et ou du vent
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins

D'après le **R P A article 7.7.1** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition

$L \geq 4e$ Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

L: longueur de voile

e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure.

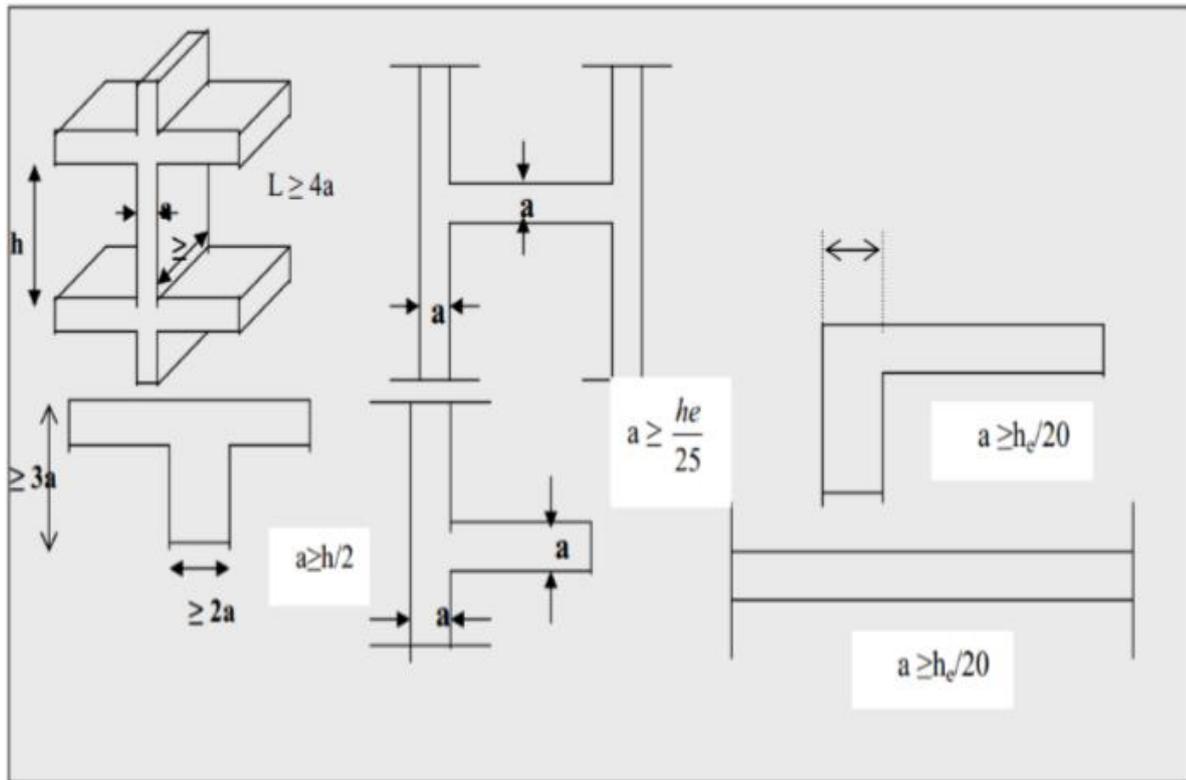


Figure. II-3 :Coupe de voile en plan[3]

$$a \geq h_e / 20 = 3.06/25=0.152 \text{ m}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : a = 25 cm.

II-2-4 : Les poteaux :

Un poteau est un élément généralement vertical, rarement incliné, dont une dimension, la longueur est grande par rapport au deux autres, il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure

Il peut être incorporé dans des ensembles constitués d'éléments horizontaux (planchers) et de poteaux qui travaillent en portiques, dans ce cas, il est soumis à des moments en tête et en pieds qui le font travailler en flexion composée et non en compression simple (tome 3- art 8-1-1) [4]

On adopte une section (40x40) cm² conformément a (art 7.4) **RPA99**

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

- $Min (b1, h1) \geq 30\text{cm}$ **en zone III**
 $b = 40 \geq 30$...Vérifiée.
- $Min (b1, h1) \geq H_e/20$
 $b = 40 \geq 17.85$...Vérifiée.
- $1/4 < b1/h1 < 4$
 $1/4 \leq 1 \leq 4$

II-2-5 : Escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers 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. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

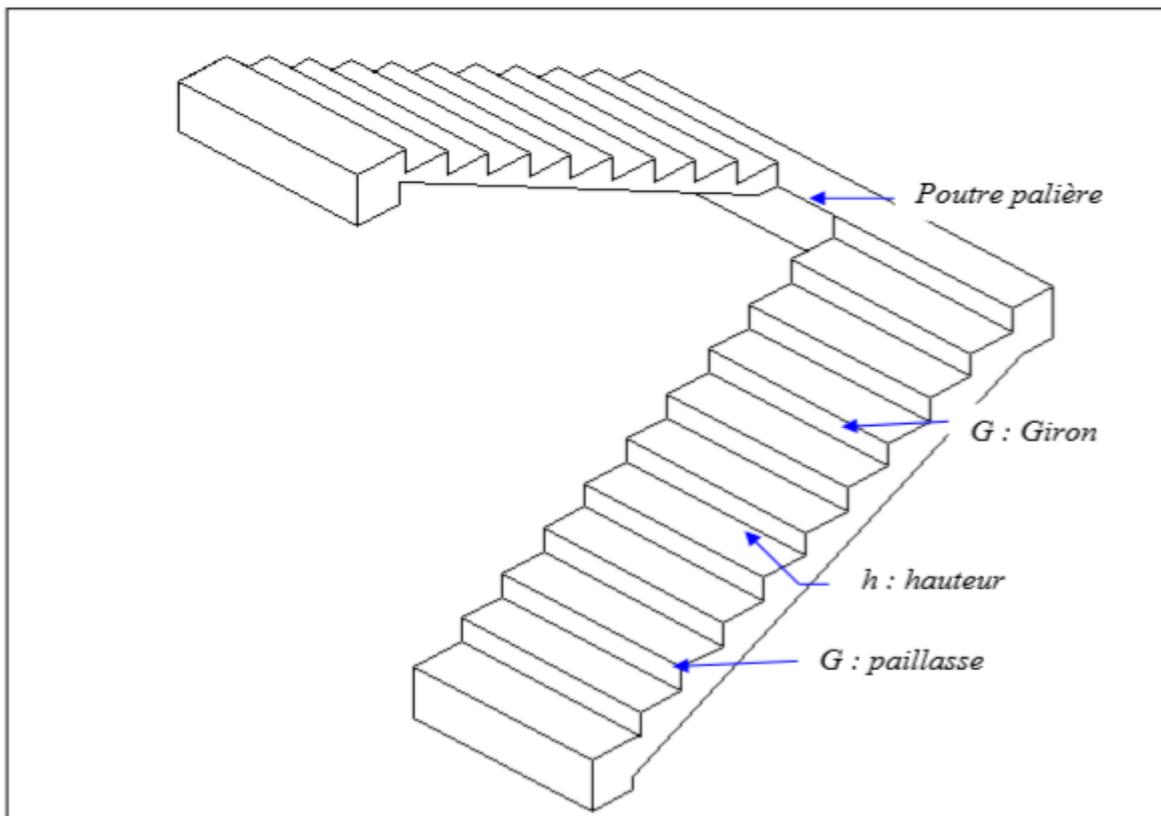


Figure II -4 : présentation des différents éléments des escaliers.

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

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

Escalier de RDC :

1^{er} volet:

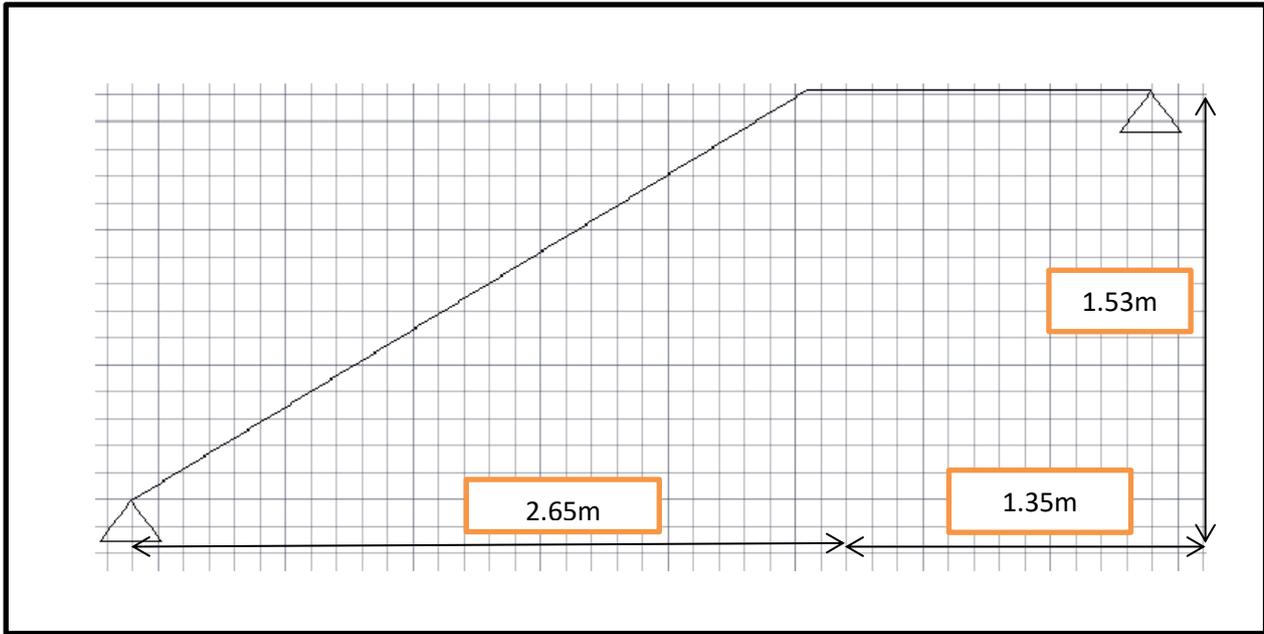


Figure II -5 : 1^{er} volet escalier RDC

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

- Hauteur de la paillasse = 1.52m.
- Choix de la hauteur de la marche : h=17cm.
- Détermination du nombre de marches:

$$n = H / h = 155 / 17$$

$$n = 9.$$

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

$$L = (n-1) \quad L = 265 \text{ cm.}$$

➤ Epaisseur de la dalle d'escalier:

$$\text{tg } \alpha = H/L = 0.58 \quad \alpha = 30.11^\circ$$

$$\text{Sin } \alpha = H/L_1 \Rightarrow L_1 = H / \text{sin } \alpha \quad L_1 = 308.97$$

➤ Epaisseur de palier d'escalier:

$$L_1/30 \leq e \leq L_1/20$$

2^{eme} volet:

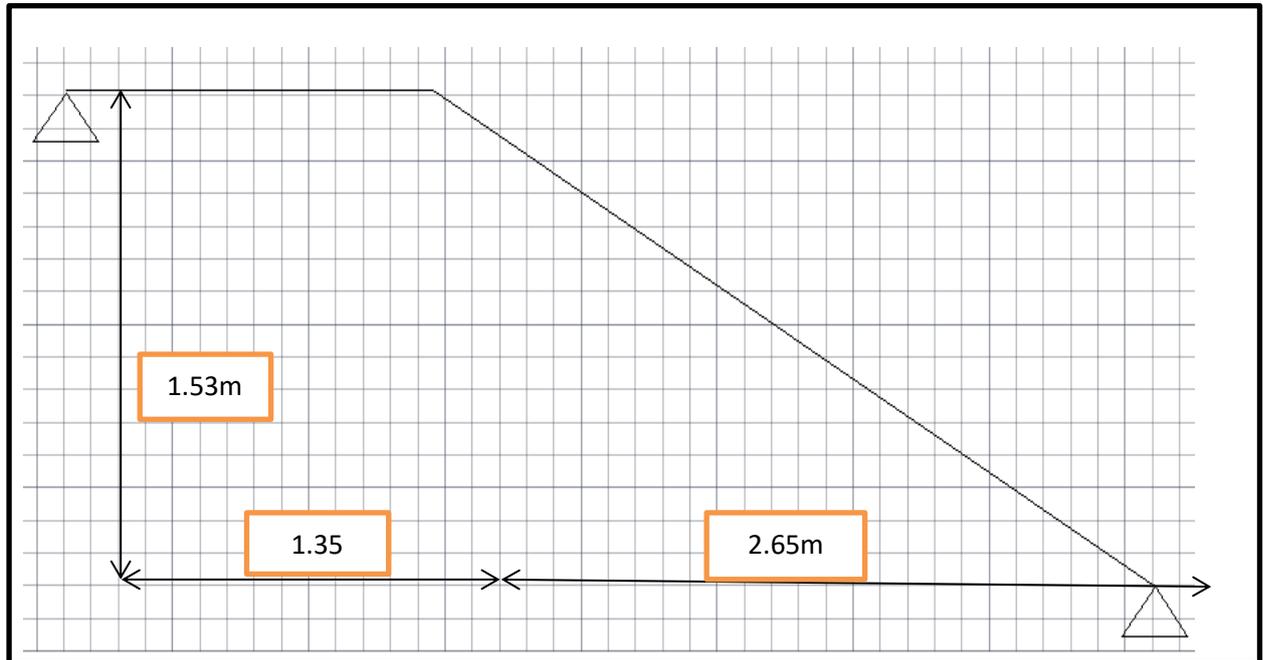


Figure II -6 : 2^{eme} volet escalier RDC

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

- Hauteur de la paillasse =1.78m.
- Choix de la hauteur de la marche : h=17cm.
- Déterminations du giron:

$$L=g(n-1) \Rightarrow g= L / (n-1) =265/8 = 33.125 \text{ cm}$$

- Détermination du nombre de marches:

$$n = H / h = 187 / 17 = 9$$

n =9 marches.

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

$$L= g (n-1) \quad L = 265\text{cm.}$$

$$g = 33.12$$

- Epaisseur de la dalle d'escalier:

$$tg\alpha = H/L = 0.58 \quad \alpha = 30.11^\circ$$

$$\text{Sin } \alpha = H / L_1 \Rightarrow L_1= H / \text{sin } \alpha$$

$L_1 = 3.02 \text{ cm.}$

➤ Epaisseur de palier d’escalier :

$L_1/30 \leq e \leq L_1/20$

$10 \leq e \leq 15.1$

$e = 15 \text{ cm}$

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) :

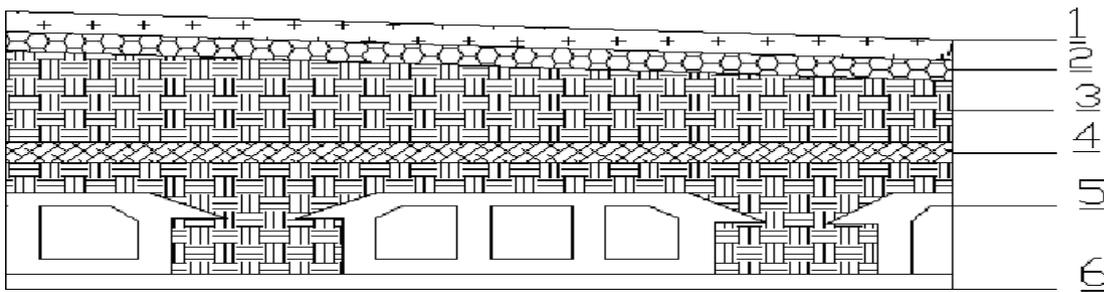


Figure II-7 : Plancher terrasse inaccessible.

	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)=0.2		2.4
6-	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				Σ = 5.93 KN /m²

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse [5]

B/ Plancher étage courant (corps-creux) :

	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	(20+4)	(16+4)	3.30
5-	Enduit en plâtre (2 cm)	0.02	10	2.4
6-	Cloisons	10		0.9
				$\Sigma = 5.78 \text{ KN /m}$

Tableau II.2 : Plancher courant [5]

C/Mur extérieur:

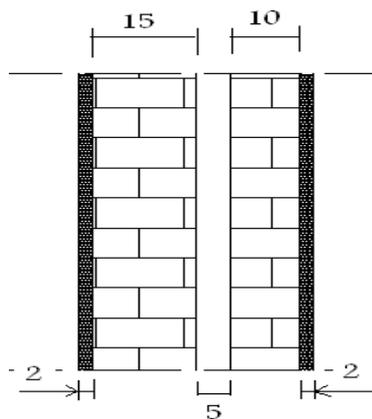


Figure II-8 : Mure extérieur.

	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
				$\Sigma = 2.76 \text{ KN /m}^2$

Tableau II.3 : chargement du mur extérieur [5]

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

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.

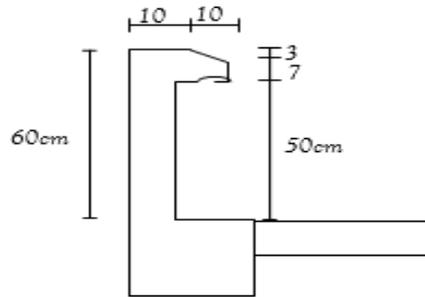


Fig. II-9- dimensions de l'acrotère.

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + 1/2(0,1 \times 0,03) = 0,0685 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propre:**

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

E/ Balcon accessible:

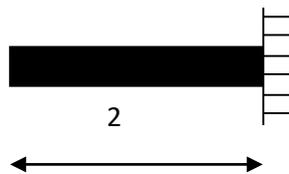


Fig. II-10 : Balcon.

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

➤ La portée du balcon est de 200 cm.

➤ Condition de flèche:

$$E \geq L/20 \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

➤ 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
				Σ = 5.33 KN /m²

Tableau II.4 : Balcon accessible [5]

a) Escalier:

➤ **Paillasse:**

- Poids propre $25 \times 0.15 \times 1 / \cos \alpha = 4.51 \text{ KN/m}$
- Poids des marches $25 \times 0.17 \times 0.3 / 2 = 0.64 \text{ KN/m}$
- Carrelage..... $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose..... $20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/m}$
- Revêtement..... $20 \times 0.2 / \cos \alpha = 0.48 \text{ KN/m}$
- Revêtement..... $20 \times 0.2 / \cos \alpha = 0.48 \text{ KN/m}$
- Garde-corps métallique..... 0.1 KN/m

G=6.57KN/m

➤ **Palier :**

- Carrelage..... 0.44 KN/m .
- Poids propre..... $25 \times 0.1 \text{ */m}$.
- Mortier de pose..... 0.40 KN/m .
- Revêtement..... 0.48 KN/m .

G=5.07KN/m

III-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	5.93	1,00
Plancher courant	4.88	1.5
Acrotère (KN/ml)	1.712	-
Mur extérieur	2.76	-
Balcon courant - Dalle pleine	5.33	3.5
Escalier -palier	5.07	2,50
- paillasse	6.57	
Tableau II.5 : 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)

Ce qui conduit pour les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux.

De rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux à majorer ces charges.

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 toi ou la terrasse Q0
- 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 (A 6.3). [5]

		Q(KN /m ²)
Terrasse	Q ₀	1
Etage 6	Q ₁	1.5
Etage 5	0.9Q ₁	1.35
Etage 4	0.8Q ₁	1.20
Etage 3	0.7Q ₁	1.05
Etage 2	0.6Q ₁	0.9
Etage 1	0.5Q ₁	0.75

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation

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

➤ **Poteau d'angle:**

$$S = 2.5 \times 1.6 = 4m^2$$

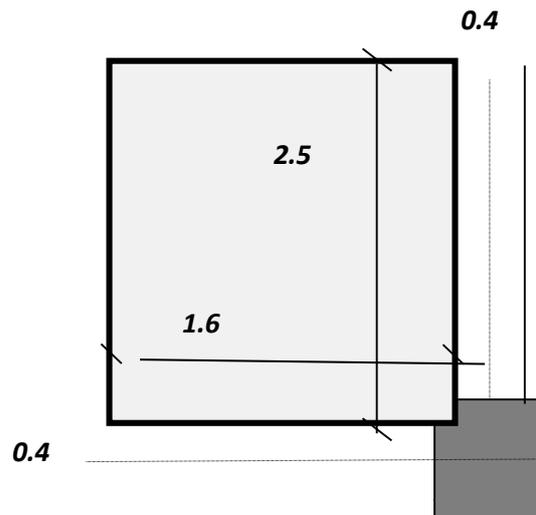


Figure II-11: Poteau d'angle

Niveau	Élément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1 – 1	Acrotère	1.6	2.739	
	Plancher terrasse	4	27.32	4
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (3.2) = 0.276$	9.6	
	Poutre secondaire	$(0.35 \times 0.30) \times (4.1) = 0.147$	3.675	
		La somme	40.634	4
N 2– 2	Venant N 1 – 1		40.634	4
	Poteaux	$(0.40 \times 0.40 \times 3.06) = 0.489$	12.225	
	Mur extérieur	$(1.4) \times (2.76) + (2.3) \times (2.6) = 9.982$	27.55	
		La somme	80.409	4
Plancher étage				
N 3– 3	Venant N 2– 2		80.409	4
	Plancher courant	4	23.12	6
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.147	3.675	
		La somme	33.695	10
N 4– 4	Venant N 3– 3		123.104	10
	Poteaux	0.489	12.225	
	Mur extérieur	9.982	27.55	
		La somme	39.77	10
Plancher étage				
N 5– 5	Venant N 4– 4		162.87	10
	Plancher courant	4	23.12	5.4
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.147	3.675	
		La somme	33.695	15.4
N 6– 6	Venant N 5– 5		33.695	15.4
	Poteaux	0.489	12.225	

	Mur extérieur	9.982	27.55	
		La somme	39.775	15.4
Plancher étage				
N 7-7	Venant N 6-6		236.335	15.4
	Plancher courant	4	23.12	4.8
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.147	3.675	
		La somme	33.695	20.2
N 8-8	Venant N 7-7		270.03	20.2
	Poteaux	0.489	12.225	
	Mur extérieur	9.982	27.55	
		La somme	39.77	20.2
N 9-9	Venant N 8-8		309.805	20.2
	Plancher courant	4	23.12	4.2
	Poutre principale	0.276	6.9	
	Poutre secondaire	0.147	3.675	
		La somme	33.695	24.4
N 10-10	Venant N 9-9		343.5	24.4
	Poteaux	0.489	12.255	
	Mur extérieur	9.982	27.55	
		La somme	39.755	24.4
Plancher étage				
N 11-11	Venant N 10-10		383.275	24.4
	Plancher courant	4	23.12	3.6
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.147	3.675	
		La somme		
N 12-12	Venant N 11-11		416.97	28
	Poteaux	0.489	12.225	
	Mur extérieur	9.982	31.022	
		La somme	43.247	28

N 13-13	Venant N 12- 12		460.217	28
	Plancher courant	4	23.12	3
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.147	3.675	
		La somme	33.695	31
N 14-14	Venant N 13- 13		493.912	31
	Poteaux	0.489	12.24	
	Mur extérieur	9.982	29.54	
		La somme	535.692	31

Tableau II.7 : descente de charge sur le poteau d'angle

➤ Poteau de rive:

$$S = (1.75+1.6)2.5$$

$$S = 8.375m^2$$

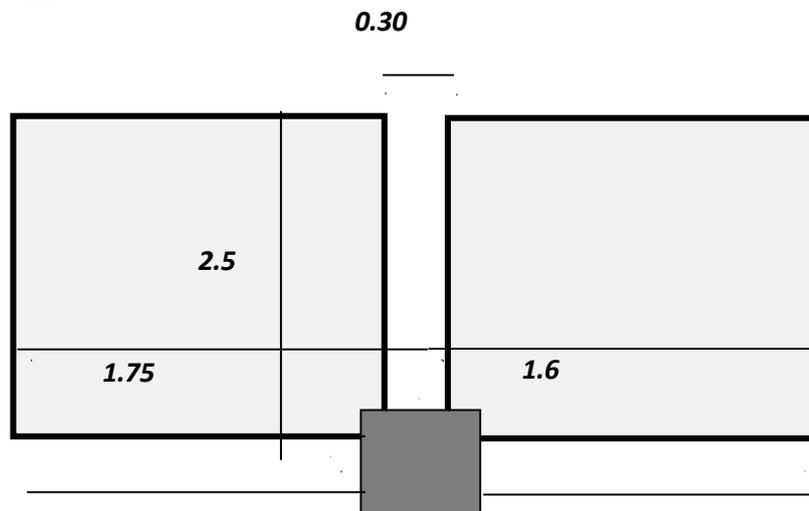


Figure II-12 : Poteau de rive

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1 - 1	Plancher terrasse	8.375	57.20	8.375
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (3.2) = 0.276$	9.6	

	Poutre secondaire	$(0.35 \times 0.30) \times (2.95) = 0.309$	7.74	
	Acrotère	3.35m	5.735	
		La somme	77.575	8.375
N 2- 2	Venant N 1 - 1		77.575	8.375
	Poteaux	$(0.40 \times 0.40 \times 3.06) = 0.489\text{m}^3$	12.24	
	Mur extérieur	$(8.142 + 6.118) = 14.26\text{m}^2$	39.35	
		La somme	51.59	8.375
Plancher étage courant				
N 3- 3	Venant N 2- 2		116.925	8.375
	Plancher étage courant	8.375	48.407	
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (3.2) = 0.276$	9.6	12.562
	Poutre secondaire	$(0.35 \times 0.30) \times (2.95) = 0.309$	7.44	
		La somme	62.747	20.937
N 4-4	Venant N 3- 3		179.672	20.937
	Poteaux	$(0.40 \times 0.40 \times 3.06) = 0.489\text{m}^3$	12.24	
	Mur extérieur	$(8.142 + 6.118) = 14.26\text{m}^2$	39.35	
		La somme	51.59	20.937
Plancher étage courant				
N 5- 5	Venant N 4-4		231.262	20.937
	Plancher étage courant	8.375	48.407	11.306
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40) \times (3.2) = 0.276$	9.6	
	Poutre secondaire	$(0.35 \times 0.30) \times (2.95) = 0.309$	7.44	
		La somme	62.747	32.243
N 6- 6	Venant N 5- 5		294.009	32.243
	Poteaux	$(0.40 \times 0.40 \times 3.06)$	12.24	

		=0.489m ³		
	Mur extérieur	(8.142+6.118) =14.26m ²	39.35	
		La somme	51.59	32.243
Plancher étage courant				
N 7- 7	Venant N 2- 2	8.375	354.599	32.243
	Plancher étage courant	8.375	48.407	10.05
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.309	7.44	
		La somme	62.747	42.293
N 8-8	Venant N 7- 7		417.346	42.293
	Poteaux	0.489m ³	12.24	
	Mur extérieur	14.26m ²	39.35	
		La somme	51.59	42.293
Plancher étage courant				
N 9- 9	Venant N 8-8	8.375	468.936	42.293
	Plancher étage courant	8.375	48.407	8.793
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.221	7.44	
		La somme	62.747	51.680
N 10-10	Venant N 9- 9		531.683	51.680
	Poteaux	0.489m ³	12.24	
	Mur extérieur	14.26m ²	39.35	
		La somme	51.59	51.680
Plancher étage courant				
N 11- 11	Venant N 10-10		583.273	51.680
	Plancher étage courant	8.375	48.407	7.537
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.221	7.44	
		La somme	62.747	58.326
N 12-12	Venant N 11- 11		646.02	58.326

	Poteaux	0.489m ³	12.225	
	Mur extérieur	14.26m ²	44.28	
		La somme	51.56	58.326
Plancher étage courant				
N 13– 13	Venant N 12–12		667.61	58.326
	Plancher étage courant	8.375	48.407	6.281
	Poutre principale	0.276	9.6	
	Poutre secondaire	0.221	7.44	
		La somme		
Plancher étage courant				
N 14–14	Venant N 13– 13		760.357	64.406
	Poteaux	0.489m ³	12.225	
	Mur extérieur	14.26m ²	46.74	
		La somme	819.322	64.406

Tableau II.8 : descente de charge sur le poteau de rive

➤ **Poteau Central :**

$$S = (2.225 + 2.5) * (1.75 + 1.725) = 16.419 \text{ m}^2$$

$$S = 16.419 \text{ m}^2.$$

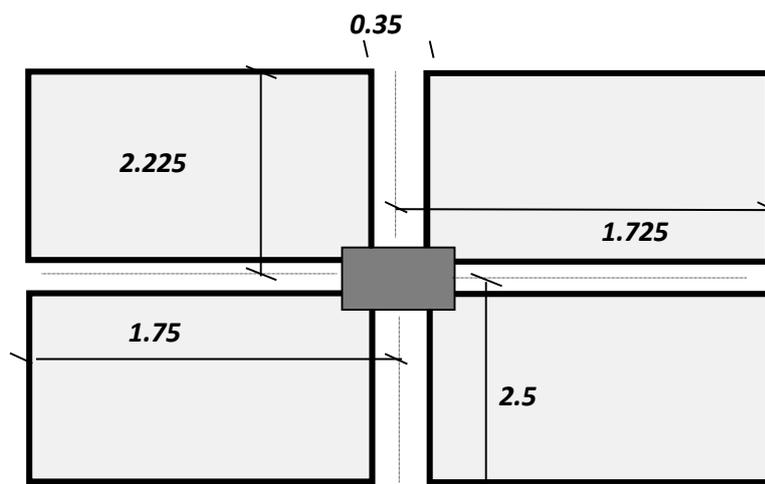


Figure II-13 : Poteau central

Niveau	Elément	Calcul de l'élément	G (KN)	Q (KN)
Plancher terrasse				
N 1 – 1	Plancher terrasse	16.419	112.141	16.419
	Poutre principale	0.519	12.975	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	133.18	16.419
N 2– 2	Venant N 1 – 1		133.18	16.419
	Poteaux	0.489	12.24	
		La somme	145.42	16.419
Plancher étage				
N 3– 3	Venant N 2– 2		145.42	16.419
	Plancher étage courant	16.419	94.901	24.628
	Poutre principale	0.519	12.975	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	151.947	41.047
N 4– 4	Venant N 3– 3		261.36	41.047
	Poteaux	0.489	12.24	
		La somme	12.24	41.047
Plancher étage				
N 5– 5	Venant N 4– 4		273.6	41.047
	Plancher étage courant	16.419	94.901	22.165
	Poutre principale	0.519	12.975	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	115.947	63.212
N 6– 6	Venant N 5– 5		389.547	63.212
	Poteaux	0.489	12.24	

		La somme	12.24	63.212
Plancher étage				
N 7- 7	Venant N 6- 6		401.787	63.212
	Plancher étage courant	16.419	94.901	19.702
	Poutre principale	0.519	12.975	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	115.947	82.916
N 8-8	Venant N 7- 7		517.734	82.916
	Poteaux	0.489	12.24	
		La somme	12.24	82.916
Plancher étage				
N 9- 9	Venant N 8-8		529.947	82.916
	Plancher étage courant	16.419	94.901	17.239
	Poutre principale	0.519	12.975	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	115.947	100.155
N 10-10	Venant N 9- 9		645.921	100.155
	Poteaux	0.489	12.24	
		La somme	12.24	100.155
Plancher étage				
N 11- 11	Venant N 10-10		658.161	100.155
	Plancher étage courant	16.419	94.901	14.777
	Poutre principale	0.519	12.975	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	115.947	114.932

N 12–12	Venant N 11– 11		774.106	114.932
	Poteaux	0.489	12.225	
		La somme	12.225	114.932
Plancher étage				
N 13– 13	Venant N 12–12		786.332	114.932
	Plancher étage courant	16.419	94.901	12.314
	Poutre principale	0.519	21.046	
	Poutre secondaire	0.322	8.071	
		La somme	115.947	127.246
N 14–14	Venant N 13– 13		902.28	127.246
	Poteaux	0.489	12.225	
		La somme	914.505	127.246

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

II-5: Vérification de la section des poteaux :

Concernent 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 (40x40) cm².

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal Nu 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 :

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

D'après les règles BAEL 91 on prend

A/B_r = 1% = 0.01 avec :

Br: Section nette du béton; [Br = (a – 0,02)(b – 0,02)m²]

θ : Facteur de durée d'application des charges (θ = 1).

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

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

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

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

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

On sait que :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton

λ : l'élanement Lf/i

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0,7 \times L}{i} = \frac{0,7 * (3,06\text{m})}{\sqrt{I/B}}, \quad i = 0,115\text{m}$$

$$\lambda = 18,62 \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \Rightarrow \beta = 1,05$$

$$\sigma_{bc} = 14,16\text{MPa}$$

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

$$G = 1255,147\text{KN}$$

$$Q = 127,246\text{KN}$$

$$N_u = 1385,317\text{KN}$$

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

$$Br = [(0,4 - 0,02) * (0,4 - 0,02)] = 0,1444\text{m}^2$$

$$Br \geq 0,1170\text{m}^2$$

Pour une section de poteau carré :

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

$$a = 0,362\text{m}$$

Donc la section du poteau (40x40) cm² adoptée au début du pré dimensionnement supporte l'ensemble des charges de la structure.

La rigidité du poteau doit être supérieure a celle de la poutre, donc on augmente la section de ce dernier et on la fixe a (45 x 45) cm². [3]

II-6 :Conclusion:

Le présent chapitre nous a permis d'effectuer un pré dimensionnement des différents éléments constituant notre structure, les résultats obtenus sont fixés pour toutes les versions différentes de la cage d'escalier qui vont être vérifiés dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III :

Etude des

Elements secondaires

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

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 :

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).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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 :

$$F_p = 4AC_pW_p \quad \text{RPA version 2003[A,6,2,3]}$$

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 $F_q = 100\text{kg/ml}$.

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

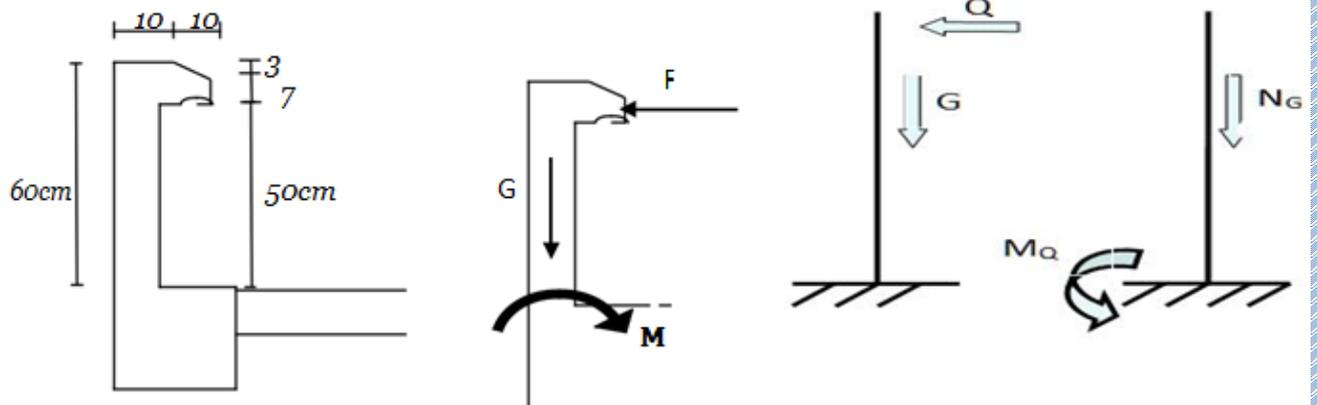


Figure III -1: coupe verticale de représentant les dimensions et les sollicitations de l'acrotère

III-2-1 : Calcul des sollicitations :

Poids propre : $W_p = 1.712 \text{ KN/ml}$.

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

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

$F_p = 4AC_p W_p$: la force sismique.

$A=0.25$, $C_p=0.8$ (**RPA 99**)



$F_p=1.37/\text{ml}$.

$Q=\max (1.00 ; 1.37)$



$Q=1.37 \text{ kN/ml}$.

ETAT	effort normal	Moments de flexion	Effort tranchant	N (KN)	M (KN.m)	V(KN/ml)
ELU	$N_u = 1.35 \times W_p$	$M_u = 1.5 \times Q \times h$	$1.5Q$	2.311	1.233	2.055
ELS	$N_{ser} = W_p$	$M_{ser} = Q \times h$	Q	1.712	0.822	1.37

Tableau III.1 : Sollicitation sur l'acrotère.

III-2-2 : Ferrailages :

Calcul de l'excentricité :

$N_u = 2.311 \text{ KN}$.

$N_{ser} = 1.712 \text{ KN}$.

$M_u = 1.233 \text{ KN.m}$ ➔ $e_0 = M_u / N_u = 1.233 / 2.311 = 0.533 \text{ m}$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

$$e_u = 53.3 > (h/2 - c) = 3\text{cm}$$

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

$$M_1 = M_u + N_u(d - (h/2)) = 1.233 + 2.311(0.08 - (0.1/2))$$

$$M_1 = 1.302 \text{ KN.m}$$

M_1 : Moment par rapport aux armatures tendues.

$$M = M_1 / (\mu b u . b . d^2) = 1.302 * 10^{-3} / (14.16 * 1 / 0.08^2) = 0.0143$$

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

α : La profondeur relative a l'axe neutre.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu b u}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = \mathbf{0.018}$$

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

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

A_s : section des armatures longitudinales à la flexion.

$$A_s = M_u / Z \times \sigma_s = 1.302 \times 10^{-3} / 0.0745 \times 348 = 0.000050\text{m}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0.23 . b . d . f_{t28} / F_e = 0.23 * 100 * 8 * 2.1 / 400$$

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

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

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

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

$$\mathbf{4T8 \text{ de section } 2.01 \text{ cm}^2}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = A / 4 = 2.01 / 4 \Rightarrow = \mathbf{0.502\text{cm}^2}$$

On prend **T8**

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

Calcul à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 0.822 e_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0.822 / 1.712 \Rightarrow = \mathbf{0.48 \text{ m}}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

$$e_{ser} = 48 > (h/2 - c) = 3 \text{ cm} \quad (\text{la section partiellement comprimé (S P C)})$$

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

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser}(d - h/2) = 0.822 + 1.712 (0.08 - 0.1/2)$$

$$\text{La contrainte du béton à L'ELS est : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte de l'acier à L'ELS est : } \overline{\sigma}_{st} = \min[2/3 f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\text{La position de l'axe neutre : } \alpha = 15 \cdot \overline{\sigma}_{bc} / (15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}) \cdot d = 0.042 \text{ m}$$

$$\text{Moment de service limite : } M_1 = \frac{1}{2} b \overline{\sigma}_{bc} \alpha (d - \alpha / 3)$$

$$M_1 = 20.8 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.822 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < M_1 \quad \rightarrow \text{section est sans aciers comprimés.}$$

$$A_s = (0.822 \cdot 10^{-3}) / (0.0788 \cdot 201.63) = 0.000051 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 0.51 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e = 0.23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 2.1 / 400$$

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

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

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

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

$$4T8 \text{ de section } 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = T_{u\max} / b \cdot d = (1.5 \times 10^{-3}) / (1 \cdot 0.09) = 0.016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

III-2-3 : schématisation du ferrailage :

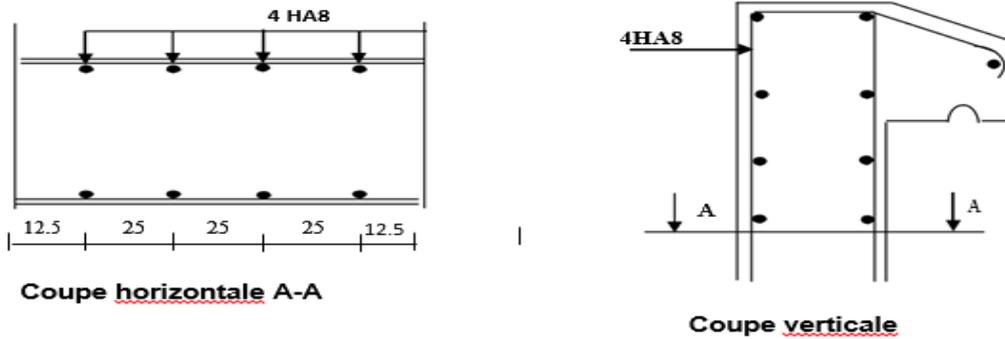


Fig. III -2 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.

III-3 : Les balcons :

Le balcon est considéré comme une porte à faux (console), on fait le calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m, calculé comme une console courante ferrillée en flexion simple.

Les consoles courantes sont principalement représentées par les balcons et les auvents de faible portée

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)

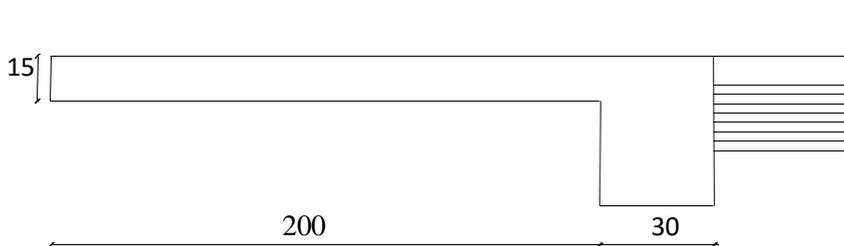


Figure III-3 : Présentation des dimensions du balcon.

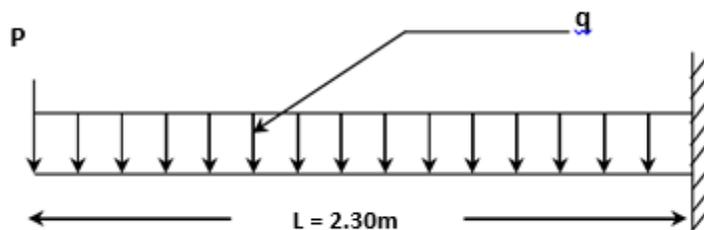


Figure III-4 : sollicitation exercée sur le balcon.

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

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 :

$q_u = 1,35G + 1,5 Q$ $P_u = 1,35 P$

à L'E.L.S :

$q_s = G + Q$

$P_s = P$

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

$M_u = P_u * L + (q_u * L^2 / 2)$

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

$M_s = P_s * L' + (q_s * L^2 / 2)$

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	12.445	8.83	37.933	27.081	19.61

Tableau III -2- Sollicitations du balcon.

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

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 :

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

$$M_{bu} = M_u / b * d^2 * f_{bu} = 37.933 * 10^3 / 100 * 13.5^2 * 14.17 = 0.141$$

$$\alpha_u = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.141}) = 0.19$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 124.74 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u / Z * f_{su} = 37.947 * 10^3 / 124.74 * 348 = 1.40 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_s \Rightarrow 8.74 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$-A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} = 0.23 * 100 * 13.5 * 2.1 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$f_e \quad 400$$

$$- \text{Alors on prend ; } A = \max \{ A_{\min}, A_u \} = 8.74 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est :

$$A_r = 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'E.L.S :(C.B.A93)

Etat limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre ($A' = 0$) D'après[6]

o **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 4.84 \text{ cm}$$

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

$$I = b \cdot y_1^3 / 3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 + A' (y_1 - d')^2 \Rightarrow I = 13959.982 \text{ cm}^4$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Art A.4.5.2}) [1]$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I . y_1 = 9.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C. Vérifiée}$$

Contraintes maximales de traction des aciers : (Art A.4.5.3.3) [1]

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

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e = 266.67 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\mu} . f_{tj} = 255.05 \text{ MPa} \end{array} \right. = 255.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = (15 M_{ser} / I) * (d - y_1) \dots \dots \dots \text{C. Vérifié.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{reel} / 4 = 2.60 \text{ cm}$$

La section adoptée est : $A_{rp} = 6 \text{ HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$

Espacement minimal :

Charge concentrée

Fissuration préjudiciable ;

$$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm};$$

$$\varphi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm};$$

$$(t_x, S_{ty}) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \implies S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

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

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \left\{ \begin{array}{l} 0.15 * f_{cj} / \gamma_b = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies 2.50 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = V / b d \text{ Avec : } V_u = q L + p = 30.81 \text{ Kn } \tau_u = 0.023 \text{ MPa}$$

D'où: $\tau_u = 0.23 \text{ MPa} \leq \tau \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{C. vérifié.}$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Vérification de la flèche :

- $h / L \geq 1/16 \Rightarrow 5/2.3 = 0.65 \geq 0,0625$ C. vérifiée
- $h / L \geq M_t / 10 M_0$ ($M_t = M_0$) $\Rightarrow 0.65 \geq 0.1$ C. vérifiée
- $A / b d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.5 / 13.5 * 100 \leq 4.2 / 400$
 $0,006 \Rightarrow 0,0105$ C. vérifiée

III-3-3 : Schéma de ferrailage :

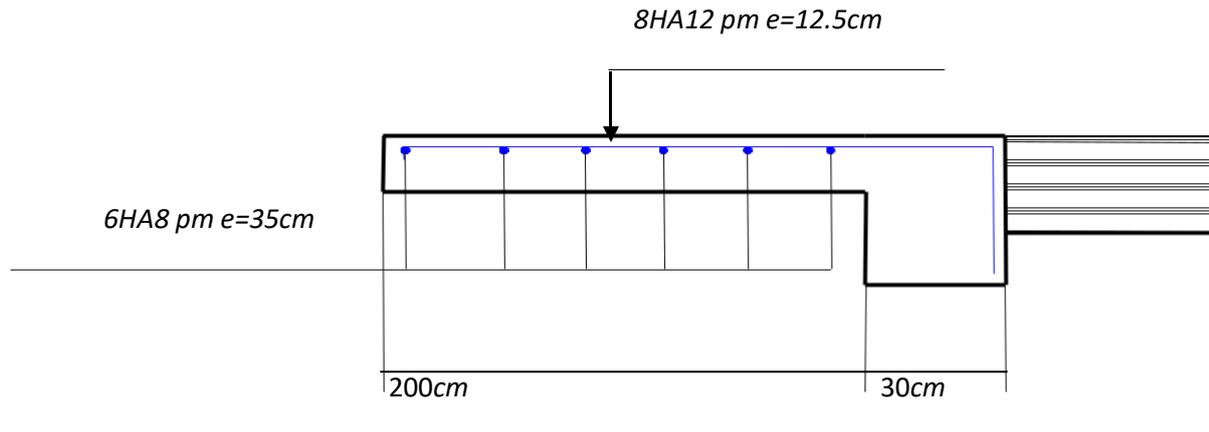


Fig. III-5 : Schéma de ferrailage du balcon.

III-4 : Les escaliers :

Ensemble de supports plans (degrés, marches), fixes ou mobiles, échelonnés de façon à assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux. (L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs repos, ou paliers. On distingue les escaliers à vis et les escaliers tournants à volées droites ; les escaliers à noyau [plein ou creux] et les escaliers à jour ou suspendus. Garde-corps et/ou mains courantes assurent la sécurité des personnes.)

Pour notre cas, on a principalement un seul type d'escalier composé de deux volées avec une paillasse encastrée au niveau de la poutre palière comme console.

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

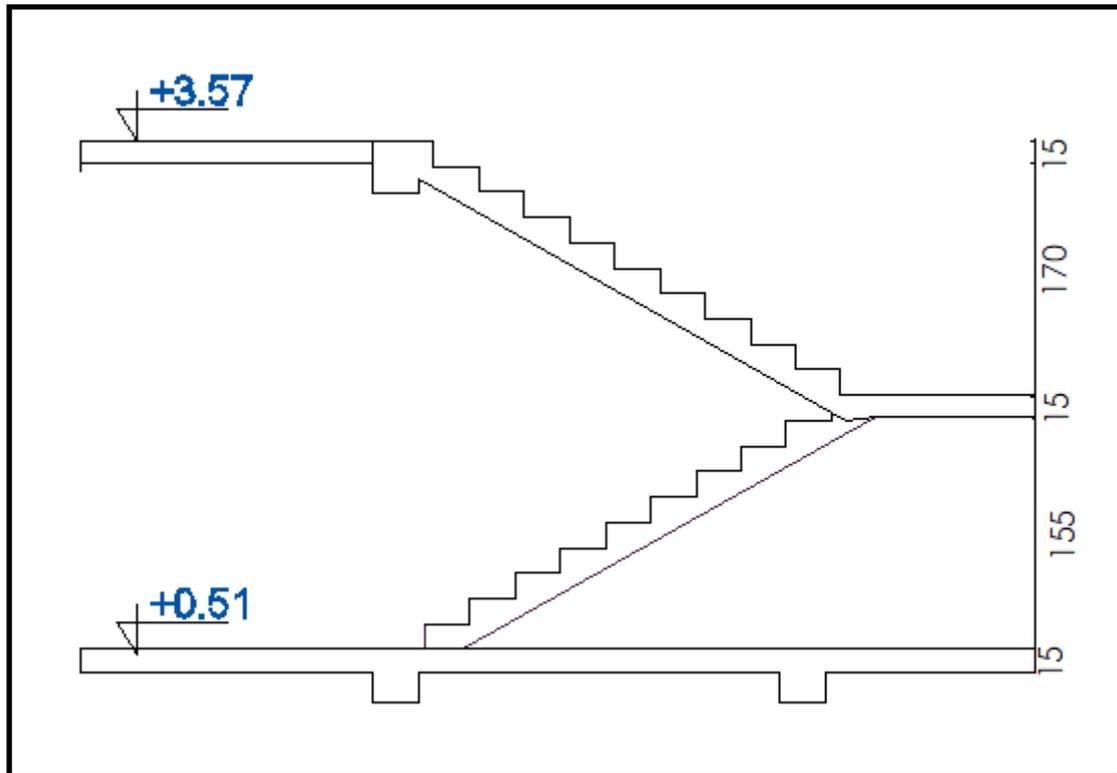


Fig. III-6 : schématisation des escaliers faite avec l'AUTOCAD

III-4-1 : étude du palier de repos en console :

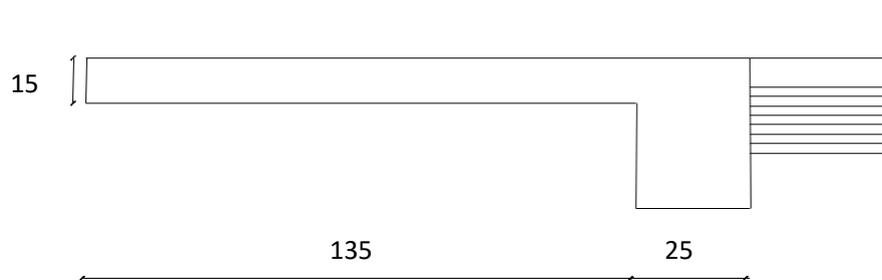


Figure III-7 : Présentation du palier en console.

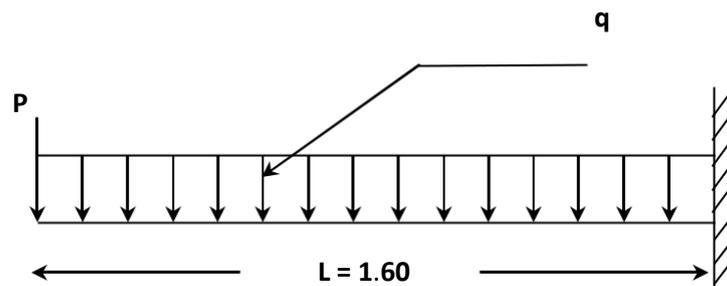


Figure III-8 : charges agissantes sur le palier

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

III-4-1-1 : Évaluation des charges :

Charge permanentes :

Le chargement est pris pour une bande 1m

Poids propre : = 5.07 KN/ml .

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

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

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

Pour la hauteur :

$h = 3.12 \text{ m}$ (hauteurs demur)

$P = 1.62 \times 3.12 = 5.054 \text{ KN}$

Charge d'exploitation

$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN}$

$P = 5.054 \text{ KN}$

Calcul des moments :

Combinaison des charges :

à L'E.L.U :

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

$P_u = 1,35 P$

à L'E.L.S :

$q_s = G + Q$

$P_s = P$

Le moment ultime à l'encastrement

$M_u = P_u L + (q_u L^2/2)$

Le moment de service à

$M_s = P_s L + q_s L^2/2$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

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
6.822	5.054	10.594	7.57	24.467	15.216	19.34

Tableau III -3 : Sollicitations exercées sur le palier de repos.

III-4-1-2 : Ferrailage :

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

Calcul à l'E.L.U :

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

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 24.4676 \times 10^3 / 100 \times 13.5^2 \times 14.17$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.094)}) = 0.12$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha_u) = 128.52 \text{ mm}$$

$$A_s = M_u / Z f_{bu} = 5.47 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$\text{➤ } A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 13.5 * \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } \text{Alors en prend ; } A = \max \{ A_{\min}, A_u \} = 5.47 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_r = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Vérification à l'E.L.S :

Etat limite de compression du béton :

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

$$\text{➤ } \text{Position de l'axe neutre : } b \cdot y_1^2 + 30 (A + A') y_1 - 30 (d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 4.01 \text{ cm}$$

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

$$I = (b \cdot y_1^3) / 3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 + A' (y_1 - d')^2 \quad \mathbf{I = 9781.9668 \text{ cm}^4}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Vérification des contraintes :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = 6.23 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.23 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. Vérifiée.}$$

Contraintes maximales de traction des aciers :

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

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} = \begin{cases} 2/3 f_e = 266.67 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{\mu \cdot f_{ij}} = 255.05 \text{ MPa} = 255.05 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow 255.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 M_{ser} (d - y_1) / I = 221.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 255.05 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. Vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{reel} / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

La section adoptée :

Espacement minimal :

Fissuration préjudiciable

$$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm};$$

$$\varphi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm};$$

$$\Leftrightarrow (s, t_y) \leq \text{Min} \{ 2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \quad St = 25 \text{ cm}$$

Espacement minimal :

Fissuration préjudiciable

$$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm};$$

$$\varphi = 10 \text{ mm} > 6 \text{ mm};$$

$$\Leftrightarrow (s, t_y) \leq \text{Min} \{ 2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \} \quad St = 25 \text{ cm}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Vérification au cisaillement :

Fissuration préjudiciable

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 f_{cj} / \gamma_b \\ 4 \text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b.d \text{ Avec : } V_u = q L + p = 23.772 \text{KN}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa}$$

D'où: $\tau_u = 0.017 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ C. Vérifié

Vérification de la flèche :

- $h / L \geq 1/16 \Rightarrow 0.15/1.6 = 0.093 \geq 0,0625$ C. vérifiée
- $h / L \geq M_t / 10 M_0 (M_t = M_0) \Rightarrow 0.093 \geq 0.1$ C. vérifiée
- $A / b d \leq 4.2 / f_c \Rightarrow 5.65 / 13.5 * 100 \leq 4.2 / 400$
 $0,0041 \leq 0,0105$ \Rightarrow vérifiée

III-4-1-3 : schématisation du ferrailage du paliers :

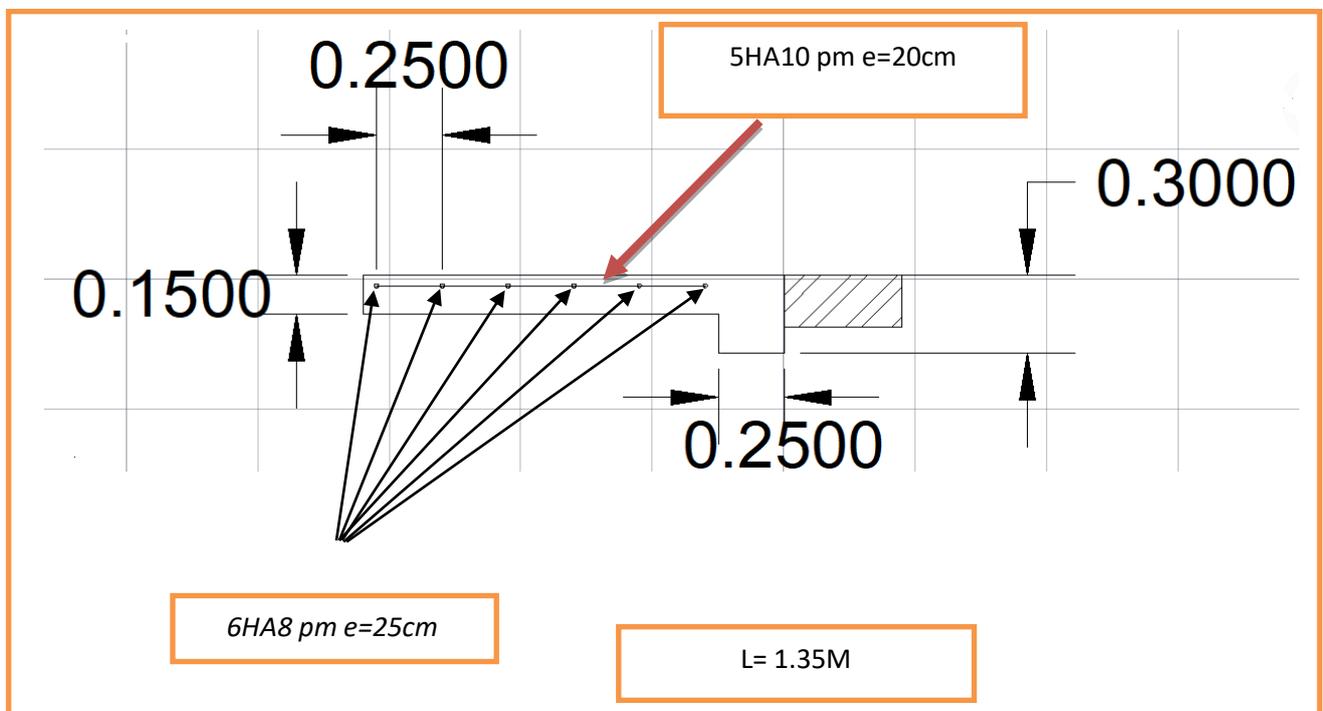


Figure III-9 : Présentation du ferrailage du palier de repos.

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

III-4-2 : étude de la Paillasse :

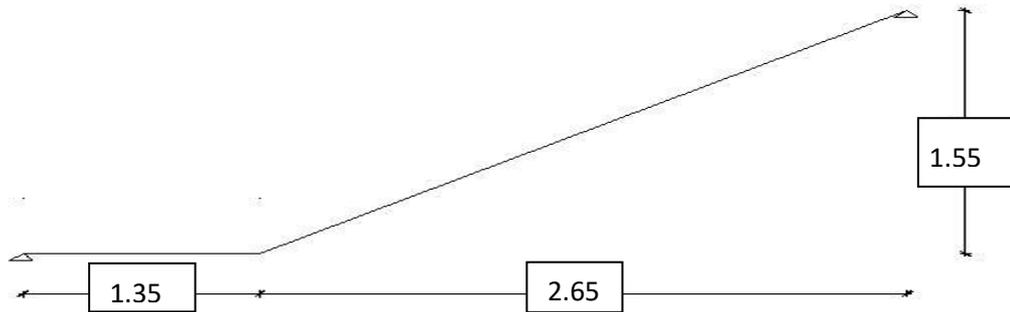


Figure III-10 : dimensions de la paillasse

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

- ✓ Palliasse : $G = 6.57 \text{ KN/m}$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}$
- ✓ Palier d'arrivé: $G = 5.07 \text{ KN/m}$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

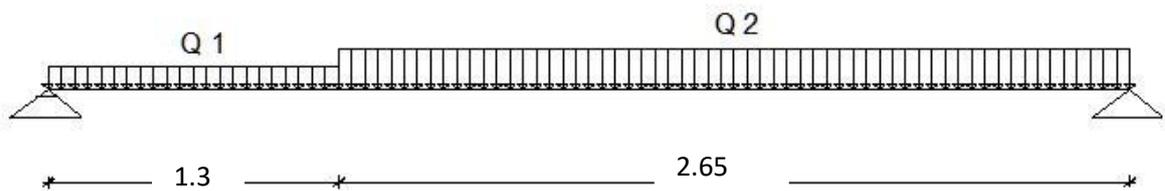


Figure III-11 : schéma statique de la paillasse.

Les charges équivalentes : $q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{Q_1 \times 1.35 + Q_2 \times 2.65}{4}$

$$\sum L_i = 4$$

$$q_{eq} = \frac{5.07 \times 1.35 + 6.57 \times 2.65}{4} = 6.063 \text{ KN/ml}$$

$$4$$

A L'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.063) + (1.5 \times 2.5) = 11.935 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 6.063 + 2.5 = 8.563 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

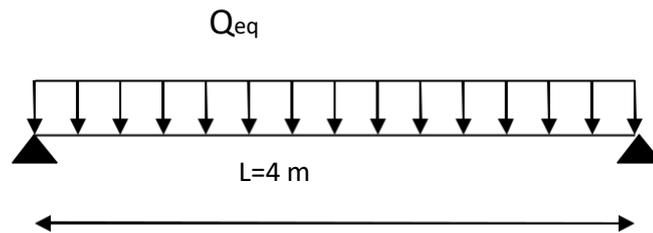


Figure III -12 : la charge équivalente

Calcul des moments

ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 23.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_0 = 20.289 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30 \cdot M_0 = 7.161 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q_s l^2 / 8 = 17.126 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_0 = 14.557 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30 \cdot M_0 = 5.137 \text{ KN.m}$$

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

Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait essentiellement à la flexion simple pour une bande de 1 m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	M_u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A_{s\min}$	A_s (cm ²)	A_{adopte}
Travée	100	13.5	20.289	0.0785	0.102	12.949	1.94	4.50	5T ₁₂ =5.65
Appuis	100	13.5	7.161	0.0277	0.0351	13.310	1.94	1.54	5T ₁₀ =3,93

Tableau III -4 : Résultats du calcul du ferrailage de la paillasse.

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Escapement maximal:

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

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

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

Armatures de répartition :

En travée :

$$A_{rep} = A_{ado}/4 = 1.185 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte : } 4\text{T8}, \quad St = 25 \text{ cm}$$

Sur appui :

$$A_{rep} = A_{ado}/4 = 0.97 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte : } 4\text{T8}, \quad St = 25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{Smin} = 0.23(f_{t28}/f_c) * b * d = 1.95 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 5.65 \geq A_{Smin} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Sur appui : $A_s = 3.93 \geq A_{Smin} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa} \right]$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = T_u / b d \text{ Avec : } T_u = q * l/2 = 23.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (23.87 * 10^3) / (1000 * 135) = 0.176 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 1/10 * M_t/10M_0 \\ A_s / b d \leq 4.2/f_c \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 15/320 = 0.04 < 0.06 \dots\dots\dots \mathbf{C.N.V} \\ 0.04 < 0.85 \dots\dots\dots \mathbf{C.N.V} \\ 0.00418 < 0.0105 \dots\dots\dots \mathbf{C.V} \end{array} \right.$$

- la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche. [1]

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{gi} - f_{pi}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

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

f_{ji} : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de lamise en œuvre

des revêtements.

f_{pi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes Et d'exploitations Il faut que .

$$\Delta f \leq \bar{f} = L / 500 \Rightarrow \Delta f \leq f = 3.9 / 500 = 7.8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ Évaluation des moments en travée :

$q_{j_{ser}} = 0.65$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement. $q_{g_{ser}} = 0.65$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$\begin{cases} q_{j_{ser}} = 0.65 \times 4.25 = 2.76 \text{ KN/m} \\ q_{g_{ser}} = 0.65 \times 6.12 = 3.978 \text{ KN/m} \\ q_{p_{ser}} = 0.65 \times (6.12 + 2.5) = 5.603 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments en travée :

$$M = ql^2/8$$

$$M_{j_{ser}} = q_{j_{ser}} l^2 / 8 = 2.76 \times 3.2^2 / 8 = 3.532 \text{ KN.M}$$

$$M_{g_{ser}} = q_{g_{ser}} l^2 / 8 = 3.978 \times 3.2^2 / 8 = 5.091 \text{ KN.M}$$

$$M_{p_{ser}} = q_{p_{ser}} l^2 / 8 = 5.603 \times 3.2^2 / 8 = 7.171 \text{ KN.M}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

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

$$100Y_1^2 + 30 \times 5.65Y_1 - 30(5.65 \times 13.5) = 0$$

$$Y_1 = 3.92 \text{ cm}$$

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

$$I = b_0 Y_1^3 / 3 + [(d - Y_1)^2]$$

$$I = 100 \times 3.92^3 / 3 + 30[5.65(13 - 3.92)^2]$$

$$I = 13974.66 \text{ cm}^4$$

Calcul de l'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = bh^3/12 + [(h/2 - d'')^2 + A_s' (h/2 - d'')^2] \Rightarrow I_0 = 100 \times 153 / 12 + 30 \times 5.65 (15/2 - 2)^2$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

$$I_0 = 33252.37 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_s (g) = 15 M_{\text{ser}} (d - y) / I = 49.617 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s (j) = 15 M_{\text{ser}} (d - y) / I = 34.423 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s (p) = 15 M_{\text{ser}} (d - y) / I = 68.890 \text{ MPa}$$

Calcul de λ_i et λ_v :

λ_i : Déformation instantanée.

$$\lambda_i = 0.05 * f_{t28} / (2 + 3 * b_0 / b)$$

$$\text{Avec: } \rho = A_s / b_0 \times d \Rightarrow \rho = 0.021$$

$$\lambda_i = 0.05 \times 2.1 / 0.021(2 + 3 * 15 / 100)$$

$$\lambda_i = 2.042$$

λ_v : Déformation différée.

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 0.816$$

➤ Calcul des inerties fictives :

$$I_f = 1.1 * I_0 / 1 + \lambda_i \times \mu_s$$

$$\mu_{sj} = 1 - (1.75 * f_{t28} / 4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}) = 0.263$$

$$\mu_{sg} = 1 - (1.75 * f_{t28} / 4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}) = 0.413$$

$$\mu_{sp} = 1 - (1.75 * f_{t28} / 4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}) = 0.534$$

$$I_{fij} = (1.1 * I_0) / (1 + \lambda_i + \mu_{sj}) = 23797.340 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = (1.1 * I_0) / (1 + \lambda_i + \mu_{sg}) = 19455.118 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = (1.1 * I_0) / (1 + \lambda_i + \mu_{sp}) = 17497.664 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = (1.1 * I_0) / (1 + \lambda_v + \mu_{sg}) = 27357.807 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des flèches :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

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

$$f_{ji} = M_{j\text{ser}} L^2 / 10 E_i I_{fij} = 3.532 * 10^{-3} * 3.9^2 / 10 * 32164.2 * 23797.340 * 10^{-8} = 7.018 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{gi} = M_{g\text{ser}} L^2 / 10 E_i I_{fig} = 5.091 * 10^{-3} * 3.9^2 / 10 * 32164.2 * 19455.118 * 10^{-8} = 12.376 * 10^{-3} \text{ m}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

$$f_{pi} = M_{pser} L^2 / 10 E_i I_{fip} = 7.171 * 10^{-3} * 3.9^2 / 10 * 32164.2 * 17497.664 * 10^{-8} = 1.938 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = M_{gser} L^2 / 10 E_v I_{fvg} = 5.091 * 10^{-3} * 3.9^2 / 10 * 10721.4 * 27357.807 * 10^{-8} = 2.639 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = f_{vg} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.637 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.2637 \text{ cm} < f_{adm} = 0.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-2-3 : Schématisation du ferrailage :

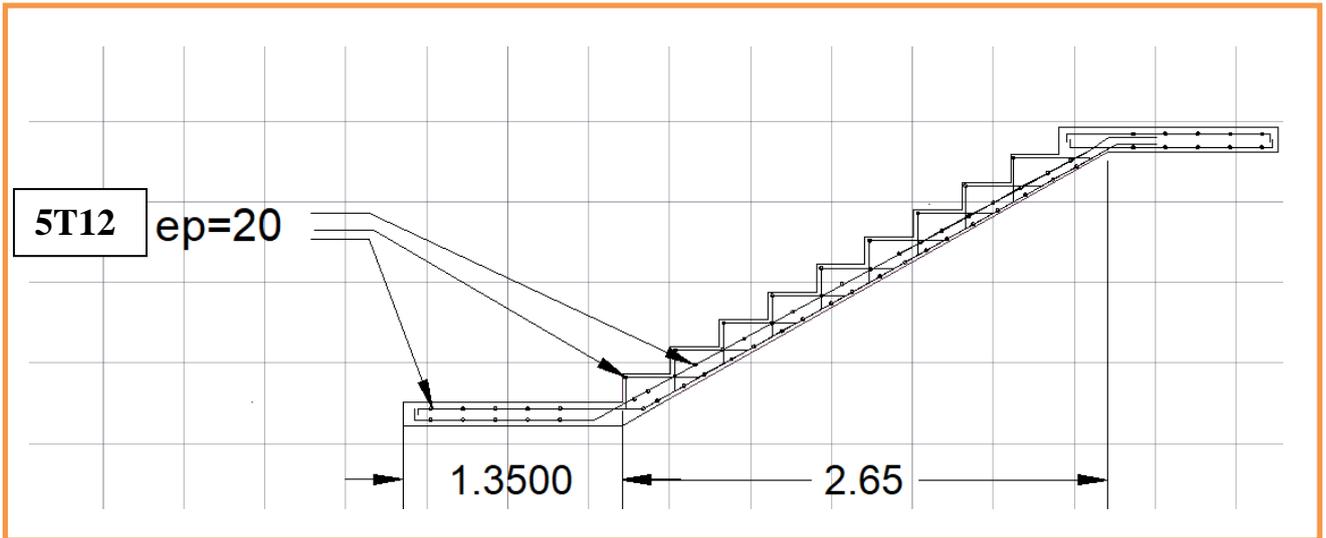


Figure III-13 : schéma de ferrailage de la première volée (RDC).

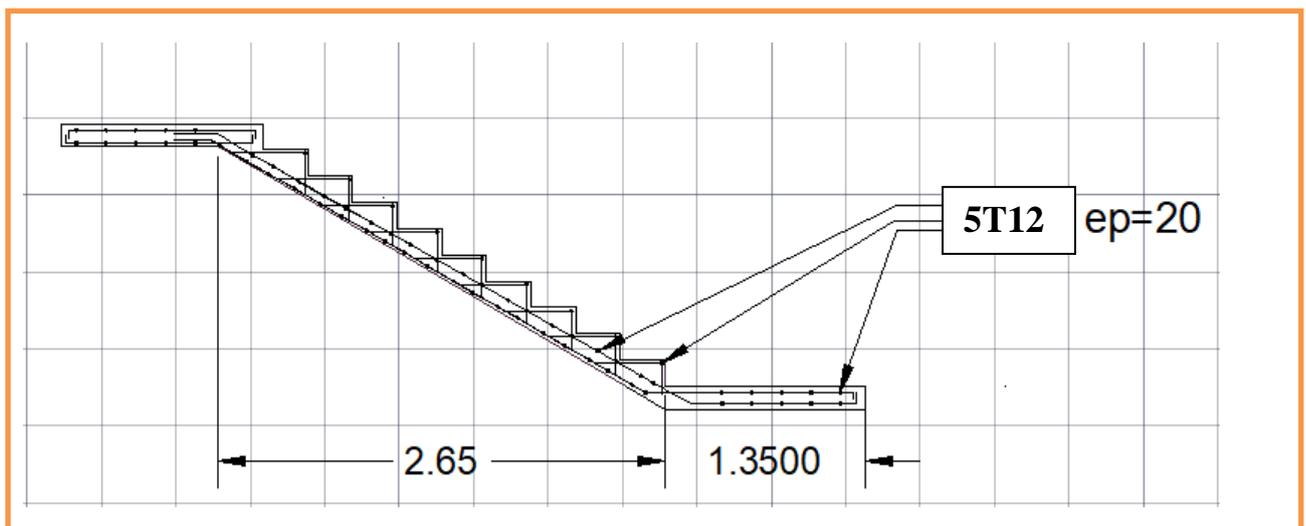


Figure III-14 : schéma de ferrailage de la deuxième volée (RDC).

III-4-3 : Etude de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à la flexion et à la torsion, les sollicitations engendrées sont dues au poids

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

des escaliers de son poids propre et au mur en maçonnerie.

Elle sera calculée comme poutre encastrée en deux sens.

III-4-3-1 : Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $(0.25 * 0.30 * 25) = 1.875 \text{ kN/ml}$

- Poids du mur en maçonnerie : 6.052 KN/ml

- $G = P_p + P_{\text{maçonnerie}} = 7.927 \text{ KN/ml}$

Calcul des réactions des escaliers :

R : reaction

R équivalents = $L/2$

G équivalents = $(G_1 * L_1 + G_2 * L_2) / (L_1 + L_2)$

Avec :

Poids propre de la paillasse G_1

Poids propre du palier G_2

- G équivalents = 6.063 KN/ml
- Q équivalents = 2.5 KN/ml
- RG équivalents = 12.43 KN/ml
- RQ équivalents = 5.125 KN/ml

Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35 (G + R.G) + 1.5 R Q \Rightarrow q_u = 32.653 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = (G + R.G) + R Q \Rightarrow q_s = 23.618 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations

ELU :

Moment isostatique : $M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 41.795 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 35.526 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 12.538 \text{ KN.m}$

ELS :

Moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 30.231 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 25.696 \text{ KN.m}$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0 = 9.06 \text{ KN.m}$

III-4-3-2 : Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage est fait sous flexion simple, les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Section	Mu (KN.m)	b (m)	d (m)	σ_b (Mpa)	μ	α	Z (m)	As (cm ²)	As adoptée (cm ²)
Appuis	12.538	0.25	0.135	14.17	0.0194	0.0244	0.133	2.70	3 T 12 =3.39cm ²
Travée	25.696	0.25	0.135	14.17	0.0551	0.0655	0.131	5.636	3 T16+2T20 =6.78cm ²

Tableau III-5 : Résultats du ferrailage de la poutre palière sous flexion simple.

Vérification a l'ELS : [2]

On a :

$$\alpha \leq \alpha_1 = (y - 1) / 2 + (F_{c28} / 100)$$

avec : $y = M_u / M_s$

$\alpha \leq \alpha_1 \Rightarrow$ on ne vérifie pas à ELS

Section	Mu (KN.m)	b (m)	d (m)	σ_b (Mpa)	μ	α	Z (m)	As (cm ²)	As adoptée (cm ²)
Appuis	9.06	0.25	0.135	14.17	0.0189	0.0238	0.133	1.95	3 T 12 =3.39cm ²
Travée	35.526	0.25	0.135	14.17	0.0742	0.0964	0.129	7.913	3T12+3T14 =8.01cm ²

Tableau III-6 : conditions de vérification a l'ELS

Vérification des contraintes tangentielles (article 5.1.2.1) [2]

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_u * L / 2 = 52.244 \text{ KN}$$

La contrainte τ doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = 52.244 \text{ KN}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 * d$$

$$\tau_u = 52.244 \times 10^{-3} / 0.25 \times 0.135 = 1.547 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

$$\bar{\tau}_u = \min[0.2 f_c / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.547 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armature transversale :

On fixe l'espacement des armatures à $St = 15$, $b = 25$ cm

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 * St * b = 1.25 \text{ cm}^2$$

III-4-3-3 : Calculs à la torsion : A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée 99

Contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_u = T_{umax} / 2 b_0 \Omega$$

b_0 = épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente

Avec :

T_{umax} = couple de torsion (E.L.U.),

$$T_{umax} = 52.244 \text{ KN}$$

$$b_0 = a / 6 \text{ avec : } a = \min(= 25 \text{ cm ; } h = 30 \text{ cm})$$

a : diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour extérieur.

$$b_0 = 25 / 6 = 4.166 \text{ cm} \quad \text{on prend } 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) = (30 - 4)(25 - 4) = 500 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{ut} = 52.244 \times 10^{-3} / 2 \times 0.05 \times 0.0500 = 10.448 \text{ MPa}$$

D'après le (art-5.4.4) [2]

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \sqrt{10.960^2 + 1.547^2} = 10.561 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 11.08 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifier}$$

Calcul du ferrailage dû à la torsion :

$$(A_t / \mu) f_e = T_u / 2 \Omega \rightarrow \Sigma A_1 = \mu T_u / 2 \Omega f_e$$

ΣA_1 : armatures longitudinales ;

u : périmètre de .

$$\Sigma A_1 = \mu T_u / 2 \Omega f_e = \frac{2[(0.30 - 0.05) + (0.25 - 0.05)] \times (52.244 \times 10^{-3})}{2 \times 0.0500 \times 347}$$

$$2 \times 0.0500 \times 347$$

$$\Sigma A_1 = 13.55 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

Donc le ferrailage global y compris celui calculé en flexion simple :

- En travée :

$$A = (\Sigma A_1 / 2) + A_{T_{flexion}} = 14.68 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 3HA16+3HA20 de section 15.45 cm²

- Sur appuis :

$$A = (\Sigma A_1 / 2) + A_{T_{flexion}} = 8.725 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 3HA14+3HA16 de section 10.65 cm²

- Armatures transversales sous torsion :

$$A_t = S_t T_u / 2 \Omega f_e = 0.15 \times (51.11 \times 10^{-3}) / 2 \times 0.050 \times 347 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal total :

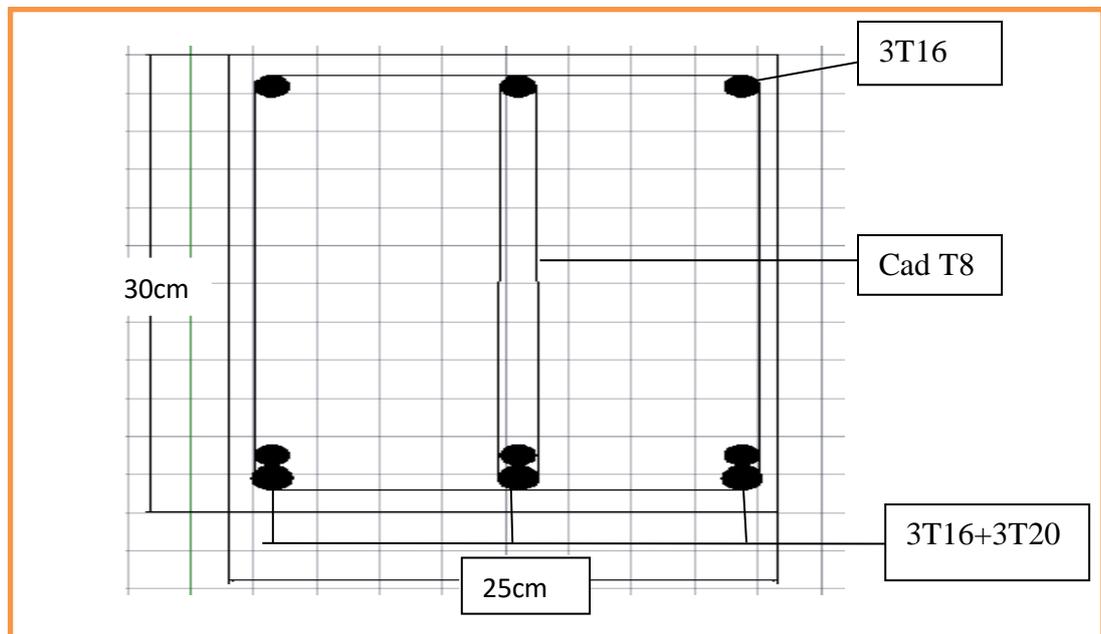
$$A_{t_{flexion}} + A_{t_{torsion}} = 1.25 + 2.25 = 3.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte pour un ferrailage de 8T8 pour 1m de section 4.02 cm²

en prend au niveau de travée 3T12+3T14

Et au niveau d'appui 3T12

III-4-3-4 : Schéma de ferrailage :



CHAPITRE III Etude des éléments secondaires

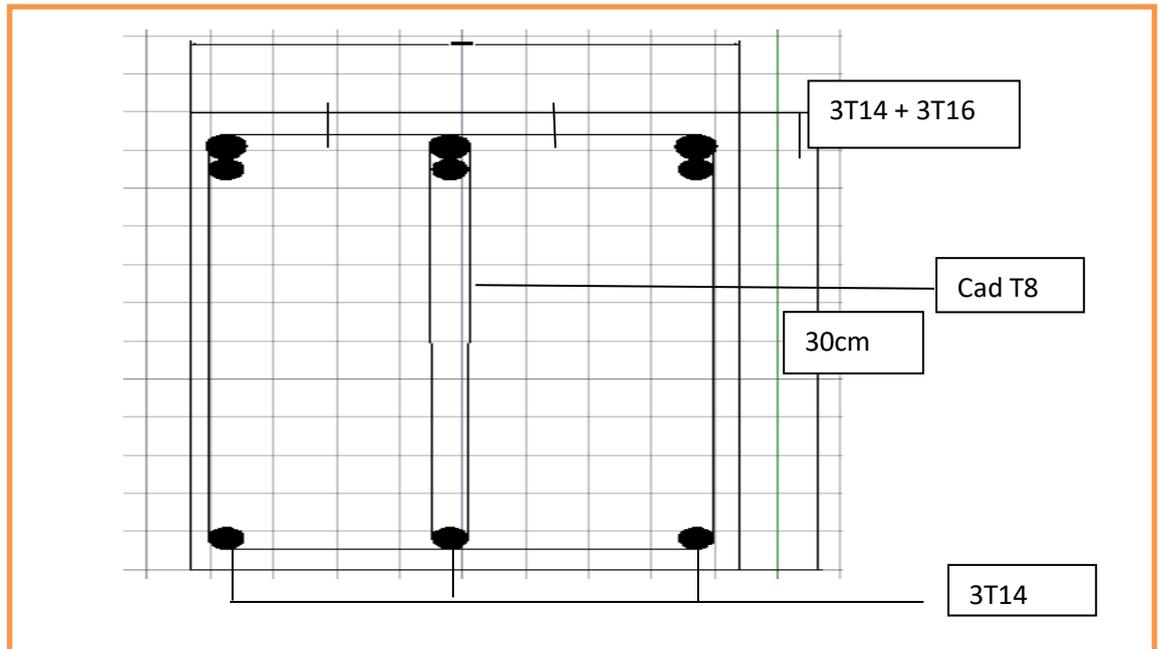


Figure III-15 : schéma de ferrailage de la poutre palière (RDC).

III-4 : Conclusion :

- Dans ce chapitre, nous avons traité du calcul des surfaces d'armature des éléments secondaires.
- Les éléments secondaires sont des éléments mineurs mais importants du bâtiment, tels que relier les étages ou relier le bâtiment à l'atmosphère extérieure comme les balcons.
- Ces éléments sont également les plus importants en cas de catastrophes naturelles, car les escaliers sont la seule issue pour la population en cas de catastrophes telles que les incendies et le séisme.

CHAPITRE IV:

Etude des planchers

IV- Etudes des Planchers :

IV-1 : introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique Les planchers à corps creux sont composés :
 - ❖ De dalle mince de 4 à 5cm d'épaisseur qu'on appelle table de compression.
 - ❖ Des corps creux (des éléments soit en terre soit en béton ou bien en béton léger.)
 - ❖ Considérée comme remplissage ou coffrage perdue et qui sont de différentes épaisseurs de (16-20 et 24.)
 - ❖ Poutrelles en bétons armés coulés sur place ou préfabriqués.

Ce type de plancher caractérisé par sa légèreté, sa bonne isolation phonique

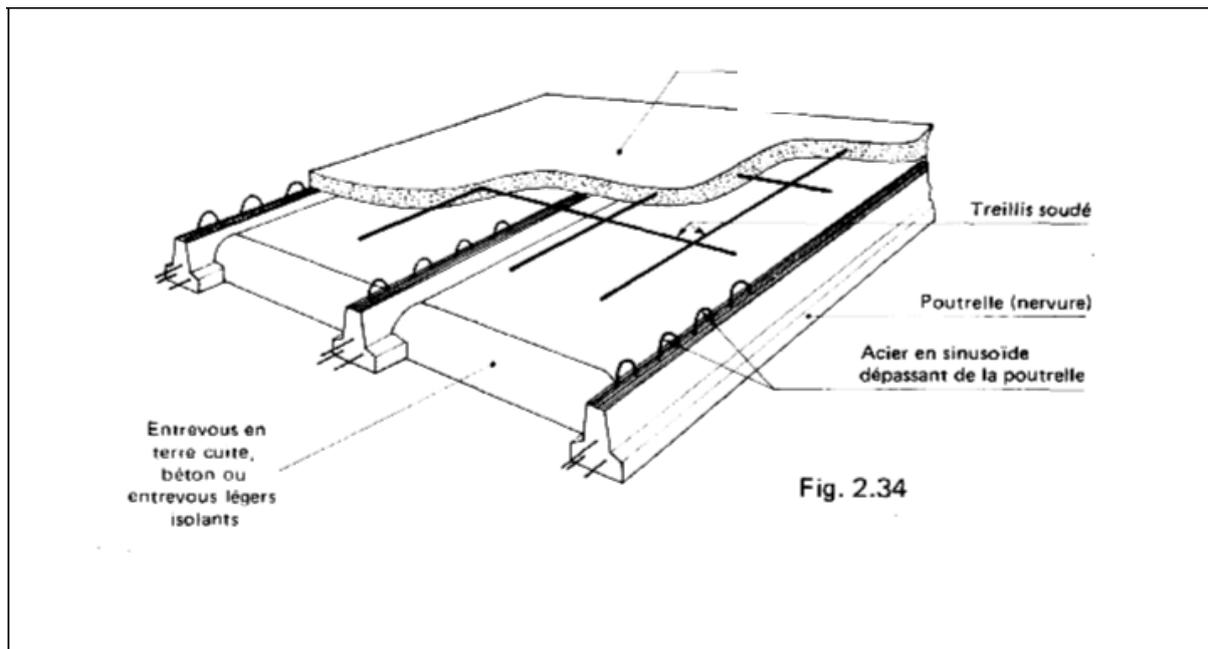


Figure IV-1 : Schéma statique de la coupe de plancher

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages courants dont les raisons sont :

- Absence de charges concentrées importantes.
- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Bonne isolation thermique et acoustique.

- Exécution simple.
- D'un hourdis portant sur les poutrelles et, éventuellement, sur les poutres principales.
- De poutrelles, recevant les poutrelles et reposant sur des murs porteurs ou sur des piliers :

De dimensions (16×20×65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

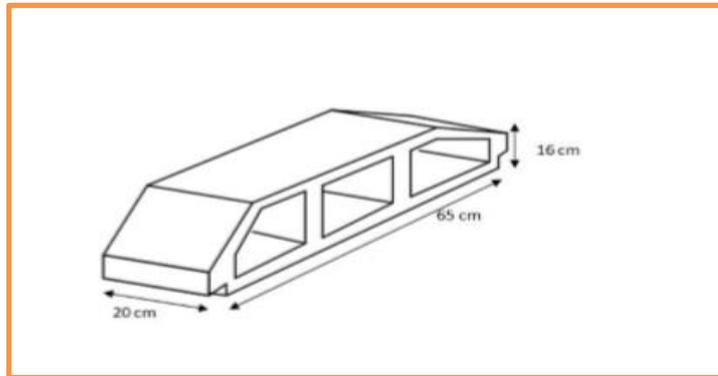


Figure IV-2 :Corps creux

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:[6]

Pour que la méthode soit applicable il faut que :

- La méthode s'applique aux constructions ou la charge d'exploitation soit : $Q \leq \max(2G ; 5KN/m^2)$ ok
- L'inertie des différentes travées sont les mêmes.ok
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 .
 $0.8 \leq 4.6/3.65 \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.26 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.N.V$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé et de son revêtement.ok

IV-2-2 : Méthode de Caquot : [6]

➤ Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres – planchers des constructions industrielles,

c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :

$q > 2g \text{ ou } q > 5Kn/m^2.$

Elle peut aussi s'appliquée lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la métho

de forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; différence 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 $G' = 2/3 G$ Pour le calcul des moments sur appui.

➤ Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifiée et corrigée pour tenir compte :
De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroît les moments en travée.

De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

➤ Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourée par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e .

La charge répartie uniforme q_w et q_e .

Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.

Les longueurs réduites de chaque travée L' :

$L'=L$: Pour une travée de rive ; $L'=0.8L$: Pour une travée intermédiaire.

Pour chaque force concentrée : $x = a / L'$ et $K = x (x - 1) (x - 2) / 2.125$

Les moments :

$M_q = \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$: due aux charges réparties sur les deux travées.

$$8.5(L'_w + L'_e)$$

$M_{pw} = \frac{\sum K_w \cdot P_w' \cdot L_w^3}{L'_w \cdot L'_e}$: due aux charges concentrées de la travée « w ».

$$L'_w \cdot L'_e$$

$M_{pe} = \frac{\sum K_e \cdot P_e \cdot L_e^3}{L'_w + L'_e}$: due aux charges concentrées de la travée « e ».

$$L'_w + L'_e$$

La valeur du moment sur appui qui sera utilisée dans suit de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-).

Les efforts tranchants d'appuis V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit sont calculés par les formules :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L} \right) \\ V_e = V_w + q \cdot L + \sum P_i \end{cases}$$

➤ **Moment de flexion maximal en travée :**

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme « x_0 » l'abscisse à partir de L'appui gauche (w) : $x_0 = - V_w / q$

Moment maximal :

$$M_t = M_U - V_w \times x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2} - \sum_{aj < x_0} P_i \cdot (x_0 - a_i)$$

IV-3 : Evaluation des charges et surcharges :

$$G' = 2/3 G \quad \left\{ \begin{array}{l} G_{terrasse} = 6.83KN/m^2 \\ G_{etage} = 5.78KN/m^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G'_{terrasse} = 4.55KN/m^2 \\ G'_{etage} = 3.85KN/m^2 \end{array} \right.$$

➤ Plancher terrasse :

➤

Charge permanente	$G' = 4.55 \times 0.65$	2.95
La surcharge	$Q = 1 \times 0.65$	0.65
p_u (ELU)	$p_u = 1.35G' + 1.5Q$	4.96
p_s (ELS)	$p_s = G' + Q$	3.60

Tableau IV-1 : charge et surcharge supportées par la poutrelle terrasse

➤ Plancher étage courant :

Charge permanente	$G' = 3.85 \times 0.65$	2.50
La surcharge	$Q = 1.5 \times 0.65$	0.975
p_u (ELU)	$p_u = 1.35G' + 1.5Q$	4.35
p_s (ELS)	$p_s = G' + Q$	3.475

Tableau IV-2 : charge et surcharge supportées par la poutrelle terrasse

D'après les tableaux ci-dessus, le chargement le plus défavorable est au niveau du plancher terrasse, donc le calcul se fait sur ce dernier.

➤ **Détermination des longueurs réduites :**

Pour une travée de rive :

$$l' = l$$

➤ **Pour une travée intermédiaire :**

$$l' = 0.8 l$$

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Longueur	500	405	405	500
Longueur réduite	500	324	324	500

Tableau IV-3 : les longueurs réduites

IV-4 : Calculs des sollicitations :

a) État limite ultime E.L.U :

➤ Moments sur appuis :

On a une charge uniformément répartit :

$$P_u = P_w = P_e = 4.96 \text{KN/ml}$$

On a des travées avec inertie constante, donc on obtient :

$$M_a = - \frac{P_w * l_w^3 + P_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{P_u(l_w^3 + l_e^3)}{8.5(l_w + l_e)}$$

La valeur des moments sur les appuis de rive A et E est nulle : $M_{aA} = M_{aE} = 0$

Exemple d'application numérique sur l'appui B

$$M_{ab} = \frac{P_u(l_w^3 + l_e^3)}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{-4.96(5^3 + 3.24^3)}{8.5(5 + 3.24)}$$

$$M_{ab} = -11.26 \text{ KN.m}$$

Le même calcul pour (C, D) en changeant a chaque fois les valeurs des longueurs réduites

l_w et l_e Le tableau ci-dessous représente les valeurs des moments sur les appuis :

Appuis	A	B	C	D	E
Moments <i>Ma</i> (KN.m)	0	-11.26	-6.12	-11.26	0

Tableau IV-4 : moment sur appuis a l'ELU

➤ Efforts tranchants : Les efforts tranchants dans notre cas sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{l_2} - ql \quad \text{effort de gauche.} \\ V_e = V_w + ql \quad \text{effort de droite.} \end{array} \right.$$

Exemple d'application numérique sur travée A-B :

$$V_w = (M_w - M_e / L) - (ql/2) = (0 + 11.26 / 5) - (4.94 * 5 / 2)$$

$$V_w = -10.098 \text{ KN}$$

$$V_e = V_w + ql = -10.098 + (4.94 \times 5)$$

$$V_e = 14.602 \text{ KN}$$

Pour le reste des travées on refait le même calcul en changeant à chaque fois les valeurs des paramètres des formules de V_w et V_e

Les résultats des efforts tranchants sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
V_w (KN)	-10.098	-11.27	-8.73	-14.602
V_e (KN)	14.602	8.734	11.27	10.098

Tableau IV-5 : les efforts tranchants à l'ELU

➤ **Moments de flexion maximaux en travées :**

➤ **L'abscisse des efforts tranchant :**

il est donné à partir de l'appui de gauche par la formule suivante : $x_0 = -V_w / q$

Application numérique pour toutes les travées :

1. Travée AB :

$$X_{0AB} = 10.098 / 4.94 = 2.044 \text{ m}$$

2. Travée BC :

$$X_{0BC} = 11.27 / 4.94 = 2.281 \text{ m}$$

3. Travée CD :

$$X_{0CD} = 8.73 / 4.94 = 1.767 \text{ m}$$

4. Travée DE

$$X_{0DE} = 14.602 / 4.94 = 2.95 \text{ m}$$

➤ **Les moments en travées :**

Les moments en travées sont donnés par la formule suivante (BAEL91)

$$M_t = M_w - V_w X_0 - q X_0^2 / 2$$

On fait un exemple de calcul sur la travée AB :

$$M_t = M_w - V_w X_0 - q X_0^2 / 2 = M_t = 0 + (10.098 \times 2.044) - 4.94 \times 2.044^2 / 2 = 10.32 \text{ KN.M}$$

Le reste des valeurs des moments en travées est représentées dans le tableau ci dessous :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Vw (KN)	-10.098	-11.27	-8.73	-14.602
X0	2.044	2.281	1.767	2.95
Mw	0	-11.26	-6.12	-11.26
Mt(KN.m)	10.32	1.595	1.593	10.320

Tableau IV-6 : les moments en travées à l'ELU

b)État limite service E.L.S :

Le calcul est fait tel que celui de l'ELU en changeant seulement la charge répartie par *ps* (ELS) On a une charge uniformément répartit :

$$ps \text{ (ELS)} = Pw = Pe = 3.60KN/ml$$

➤ **Moments sur appuis :**

On a des travées avec inertie constante, donc on obtient :

$$M_{ab} = \frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = \frac{Ps(l_w^3 + l_e^3)}{8.5(l_w + l_e)}$$

La valeur des moments sur les appuis de rive A et E est nulle : $M_{aE} = M_{aE} = 0$

Le tableau ci-dessous représente les valeurs des moments sur les appuis :

Appuis	A	B	C	D	E
Moments Ma(KN.m)	0	-8.17	-4.44	-8.17	0

Tableau IV-7 : moment sur appuis a l'ELS

➤ **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants dans notre cas sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \quad \text{effort de gauche.} \\ V_e = V_w + ql \quad \text{effort de droite.} \end{array} \right.$$

Les résultats des efforts tranchants sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
Vw (KN)	-7.36	-8.21	-6.36	-10.63
Ve (KN)	10.634	6.37	8.22	7.37

Tableau IV-8 : les efforts tranchants a l'ELS

➤ **Moments de flexion maximaux en travées :**

➤ **L'abscisse des efforts tranchant :**

Il est donné à partir de l'appui de gauche par la formule suivante : $x_0 = -V_w / q$

Application numérique pour toutes les travées :

1. Travée AB :

$$X_{0AB} = 7.36 / 3.6 = 2.044m$$

2. Travée BC :

$$X_{0BC} = 8.21 / 3.6 = 2.683m$$

3. Travée CD :

$$X_{0CD} = 6.36 / 3.6 = 1.766m$$

4. Travée DE

$$X_{0DE} = 10.63 / 3.6 = 2.952m$$

➤ **Les moments en travées :**

Les moments en travées sont donnés par la formule suivante (BAEL91)

$$M_t = M_w - V_w X_0 - q X_0^2 / 2$$

Le reste des valeurs des moments en travées est représentées dans le tableau ci dessous :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
V_w (KN)	-7.36	-8.21	-6.36	-10.63
X_0	2.044	2.683	1.766	2.952
M_w	0	-8.17	-4.78	-8.17
M_t (KN.m)	7.523	0.900	0.837	7.524

Tableau IV-9: les moments en travées a l'ELS

IV-5 : Diagrammes des efforts :

• **ELU :**

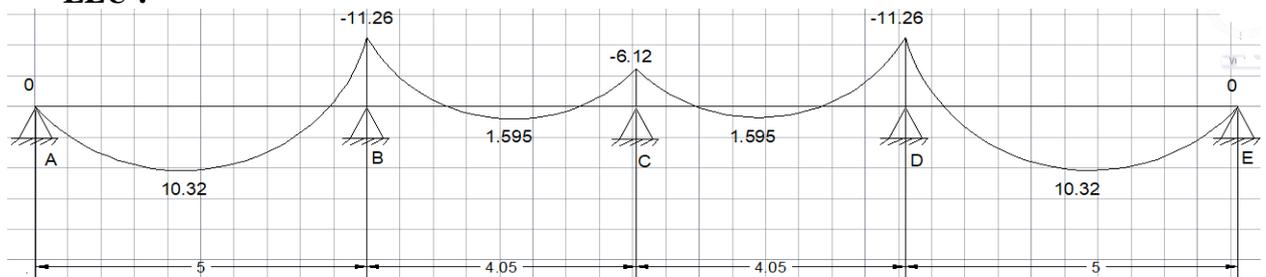


Figure IV-3 : diagramme des moments a l'ELU

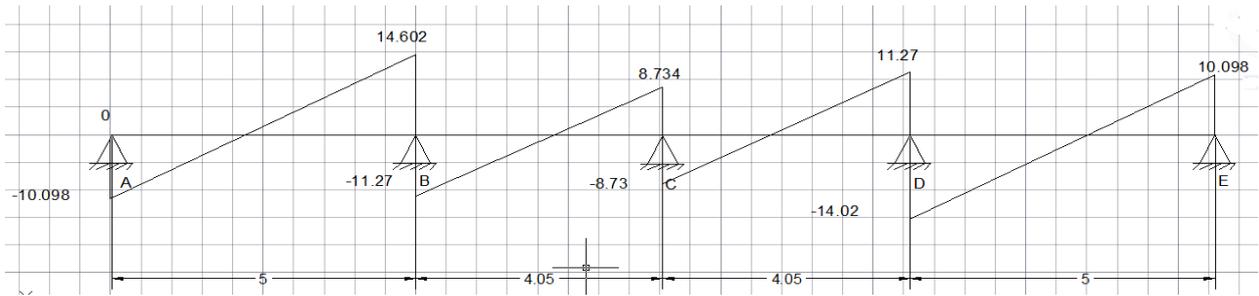


Figure IV-4 : diagramme des efforts tranchant a l'ELU

- ELS :

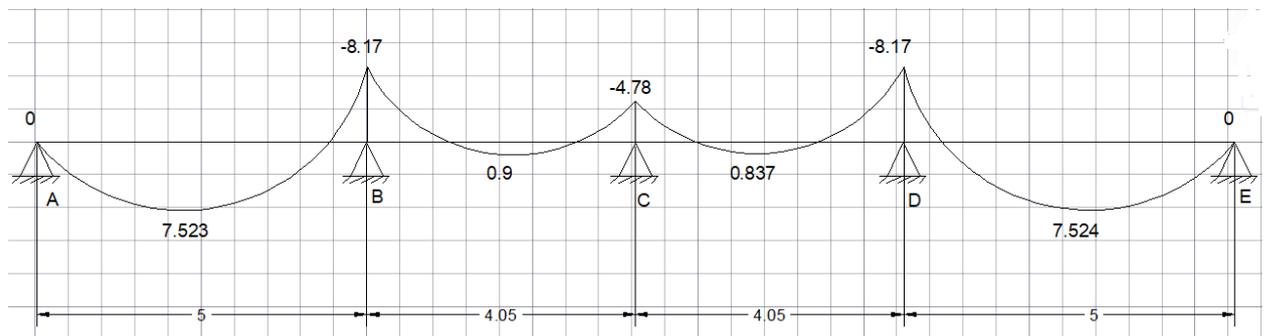


Figure IV-5 : diagramme des moments a l'ELS

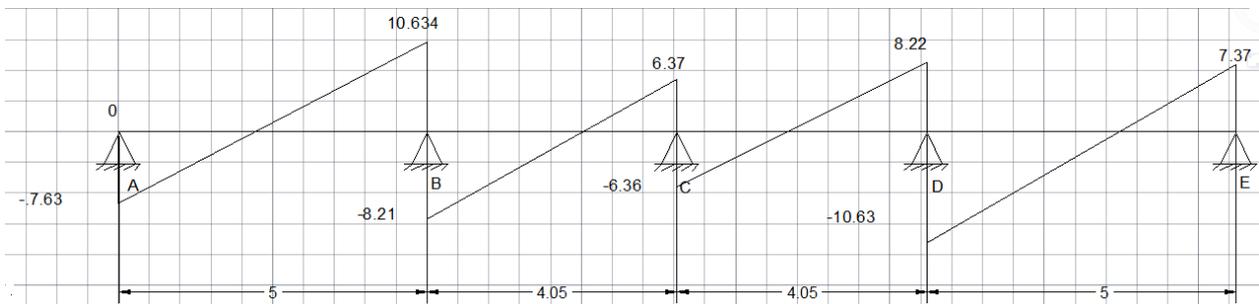


Figure IV-6 : diagramme des efforts tranchant a l'ELS

IV-6 : Ferrillages des poutrelles :

IV-6-1 : état limite ultime :

- En travée :

$$Mt_{max} = 10.32 \text{ KN.m}$$

- Moment équilibrant la table :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.20 = 0.18 \text{ m}$$

$$Mt = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 14.17 \cdot (0.18 - 0.04/2) = 138.528 \text{ KN.m}$$

$$Mt_{max} = 10.32 \text{ KN.m} < Mt = 138.528 \text{ KN.m}$$

Donc la table de compression est partiellement comprimée, c'est-à-dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

Alors on va considérer la section de la nervure en T comme étant une section rectangulaire de hauteur

(h) et de largeur (b) dans le calcul des armatures.

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 10.32 \cdot 10^{-3} / 0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.8 = 0.033$$

$$\mu_{bu} = 0.033 \leq \mu_{ul} = 0.269$$

Donc la section sera simplement armée ($A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \alpha_u = 0.041$$

$$z_u = (1 - 0.4\alpha) = 0.177m$$

$$A_{st} = \frac{M_{t_{max}}}{z_u \times \sigma_s} = \frac{10.32 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

Donc : $A = A_{min} = 1.67 \text{ cm}^2$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **3HA12** de section **A=3.39 cm²**

➤ Sur appuis :

Le calcul sera fait aussi en flexion simple en prenant le moment sur appuis

$M_{a_{max}} = 11.26 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

$M_{a_{max}}(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α_u	z_u	$A_{st}(\text{cm}^2)$
11.26KN.m	0.036	0.91	0.114	2.83

Tableau IV-10 : résultats du calcul de ferrailage sur appuis à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

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

Donc : $A = A_{min} = 2.83 \text{ cm}^2$

Alors on adopte un ferrailage constitué de **2HA14** de section **A=3.08 cm²**

IV-6-2 : Vérification à L'ELS :

➤ Sur appui :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

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

$$Y = b_0 Y_1^2 / 2 + n A_s Y_1 - (A_s d) = 0$$

$$Y = (65/2) * Y_1^2 + 15 * 3.08 Y_1 - 15(3.08 * 18) = 0$$

$$Y_1 = 4.39 \text{ cm}$$

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

$$I = b_0 Y_1^3 / 3 + \{ (d - Y_1)^2 \}$$

$$I = 65 * 4.39^3 / 3 + \{ 15 * 3.08 (18 - 4.39)^2 \}$$

$$I = 10390.82 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} * Y_1) / I = (8.17 * 10^3 * 4.39) / 10390.82 = 3.45 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} (d - Y_1) / I = 15 * 8.17 * 10^3 (18 - 4.39) / 10390.82$$

$$\sigma_s = 161.517 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

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

$$Y = b_0 Y_1^2 / 2 + n A_s Y_1 - (A_s * d) = 0$$

$$Y = 65 Y_1^2 / 2 + 15 * 3.39 Y_1 - 15(3.39 * 18) = 0$$

$$Y_1 = 4.58 \text{ cm}$$

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

$$I = b_0 Y_1^3 / 3 + [(d - Y_1)^2]$$

$$I = 65 * 4.58^3 / 3 + [15 * 3.39 * (18 - 4.58)^2]$$

$$I = 11239.46 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot Y_1 / I = (8.17 \times 10^3 \times 4.39) / 11239.46 = 3.19 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} (d - Y_1) / I = 15 * 8.17 * 10^3 (18 - 4.39) / 11239.46$$

$$\sigma_s = 148.39 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

IV-6-3 : 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 :

$$\tau_u = T_u / b_0 d$$

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 :

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0.2 f_{c28} / \dots, 5 \text{ MPa} \right]$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = 10.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 10.63 \times 10^{-3} / 0.65 * 0.18 = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0.2 f_{c28} / \dots, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.09 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$ Condition vérifiée.

IV-7 : Schéma de ferrailage :

➤ **En travée :**

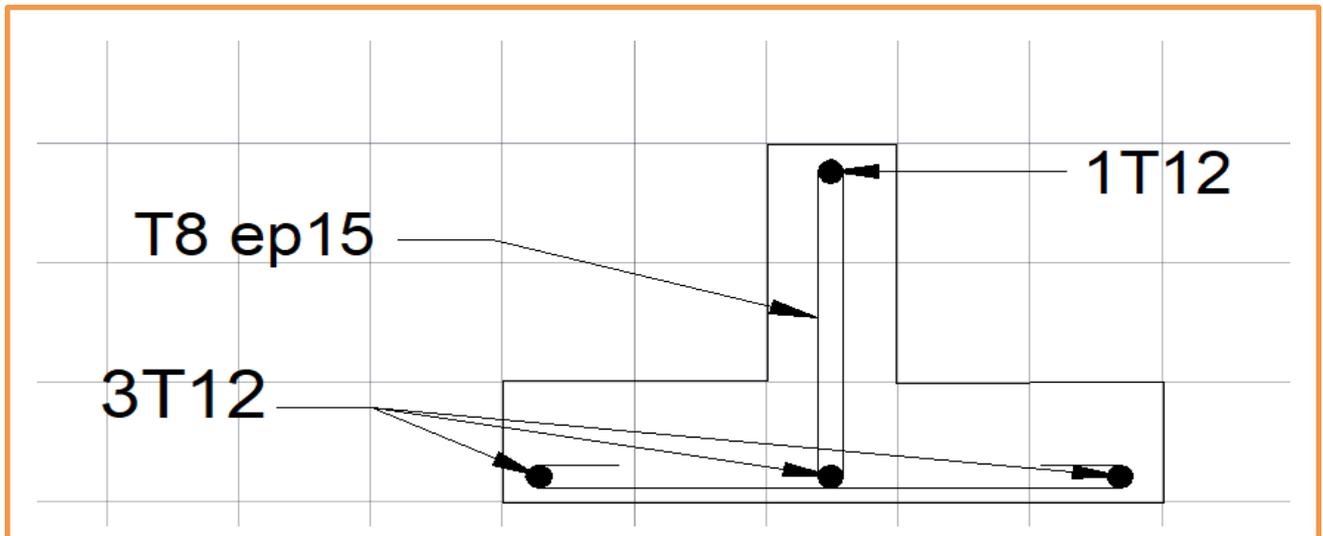


Figure IV-7 : ferrailage de la nervure en travée

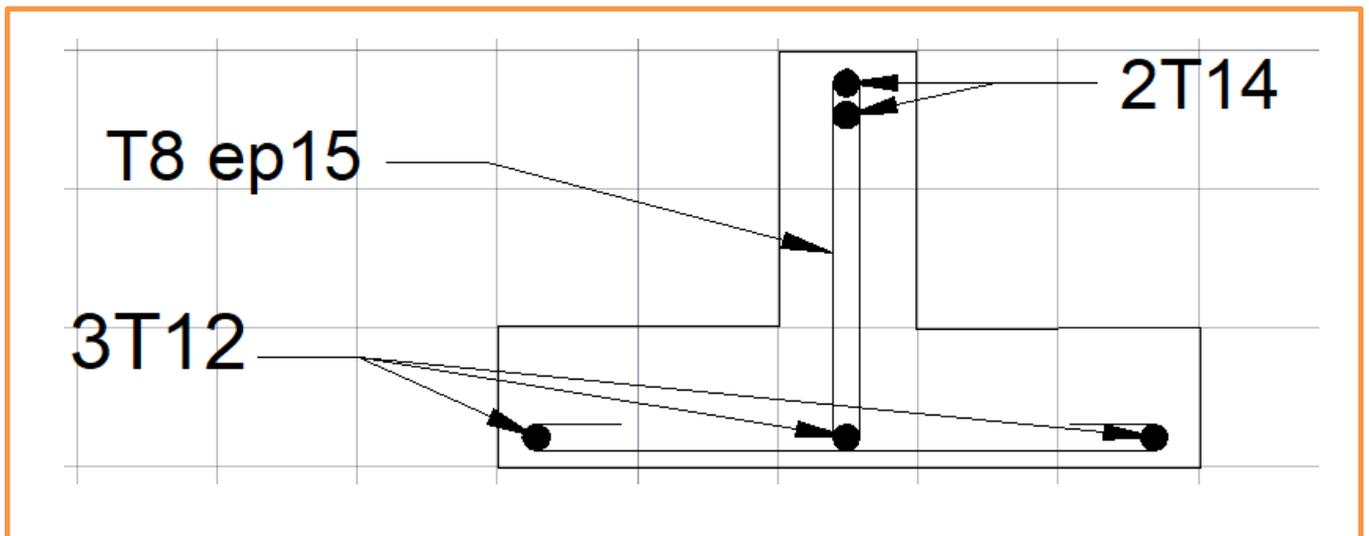


Figure IV-8 : ferrailage de la nervure sur appuis

IV-8 : 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) [2]

-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 cm² 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.

$$A_1 = 4 * 65 / 520 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20$ 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.

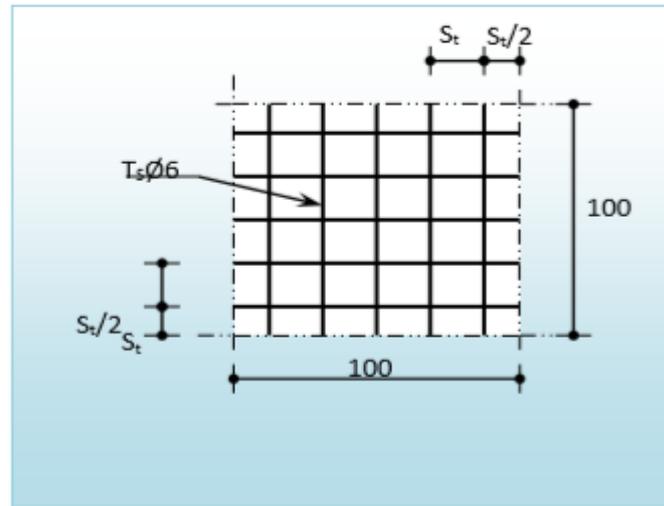


Figure IV-9 : ferrailage en treillis soudé de la dalle de compression

IV-9 : Conclusion :

- Les planchers sont l'élément préparé pour recevoir les charges, qui à leur tour sont réparties sur les poutres et les poteaux jusqu'à ce qu'elles atteignent le sol.
- Les planchers diffèrent selon leurs usages (Habitation, Commercial, Service).
- Selon l'utilisation, les charges utiles diffèrent et les méthodes d'étude de ces éléments .

CHAPITRE IV : Etude dynamique

CHAPITRE V Etude dynamique

V : Etude dynamique :

V-1 : Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.[3]

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 : $H = 22.27\text{m} < 65\text{m}$ (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.

CHAPITRE V Etude dynamique

- 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 : [3]

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

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

A notre étude les caractéristiques suivantes : Zone III, site ferme (2), groupe d'usage 1B Alors : Coefficient d'accélération de zone **A=0.30**

CHAPITRE V Etude dynamique

- **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 des la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages. Voiles ou murs en béton armé $\xi = 10 \%$.

- **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 supérieurs à la limite élastique. Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement voiles. $\Rightarrow R = 3.5$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

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).

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

- **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 :

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

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.

$$h_n = 21.42 \text{ m}$$

et D : longueur de la sens considérés.

CHAPITRE V Etude dynamique

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 . [3]

Pour un Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie $C_T = 0.05$

→ $T_{cal} = 0.51$

Suivant x-x : $L_x = 28.55$ m. $T_x = \frac{0.09h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 * 21.42}{\sqrt{28.55}} = 0.36s.$

Suivant y-y : $L_y = 18.50$ m. $T_y = \frac{0.09 * 21.42}{\sqrt{18.50}} = 0.44s.$

- ✓ $T = \min (C_T h_n^{3/4} ; 0.09h / \sqrt{D})$
- ✓ $T_x = \min (0.36 ; 0.51) ;$ alors **$T_x = 0.36$ s.**
- ✓ $T_y = \min (0.44 ; 0.51) ;$ alors **$T_y = 0.44$ s.**

• facteur d'amplification dynamique moyen:

Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol ferme (S2)

$T_1 = 0.15s$ $T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7). [3]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$
$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} \geq 0.7$$

$T_x = 0.36$ s

$0 \leq T_x \leq T_2$ alors $0 \leq 0.36 \leq 0.40$
Donc: $D_x = 2.5\eta \rightarrow D_x = 1.9$

$T_y = 0.44$ s

$T_2 \leq T_y \leq 3.0s$ alors $0.40 \leq 0.44 \leq 3.0s$

$D_y = 2.5. (T_2 / T_y)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.73$

CHAPITRE V Etude dynamique

- Facteur de qualité Q :

Critère q	Pq			
	Observation		Pénalités	
	Sens XX	Sens YY	SensXX	Sens YY
1. Conditions minimales sur les files contreventement	Oui	Non	0	0.05
2. Redondance en plan	Non	Non	0.05	0.05
3. Régularité en plan	Non	Non	0.05	0.05
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 :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$$

Pq : 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

$$Qx = 1.25, Qy = 1.30$$

- Poids totale de la structure

W : Poids de la structure est égal à la somme des poids, W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ Avec } W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitations et donnée par le tableau 4.5. , $\beta = 0.2$ [3]

Donc le poids total de la structure $W=14881.439Kn$

La force statique totale à la base de la structure pour la zone III est :

$$Vx = \frac{A.Dx.Qx}{R} W = \frac{0.30 * 1.9 * 1.25 * 14881.43}{3.5}$$

$$Vx = 3029.43KN$$

$$Vy = \frac{A.Dy.Qy}{R} W = \frac{0.30 * 1.73 * 1.3 * 14881.43}{3.5}$$

$$Vy = 2868.71KN$$

V-3 : Spectre de réponse de calcul :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

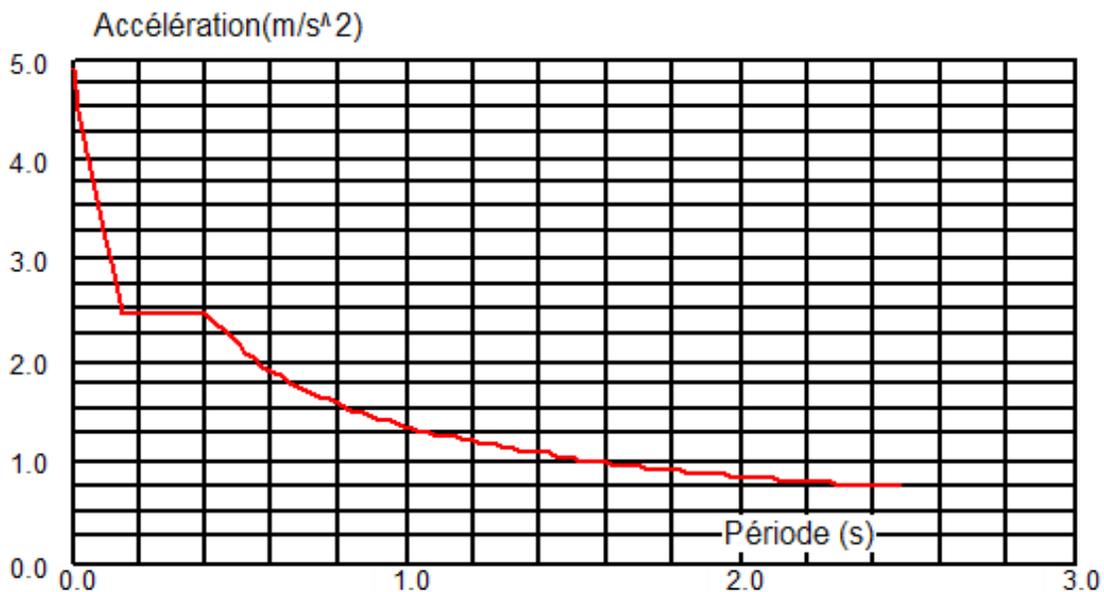
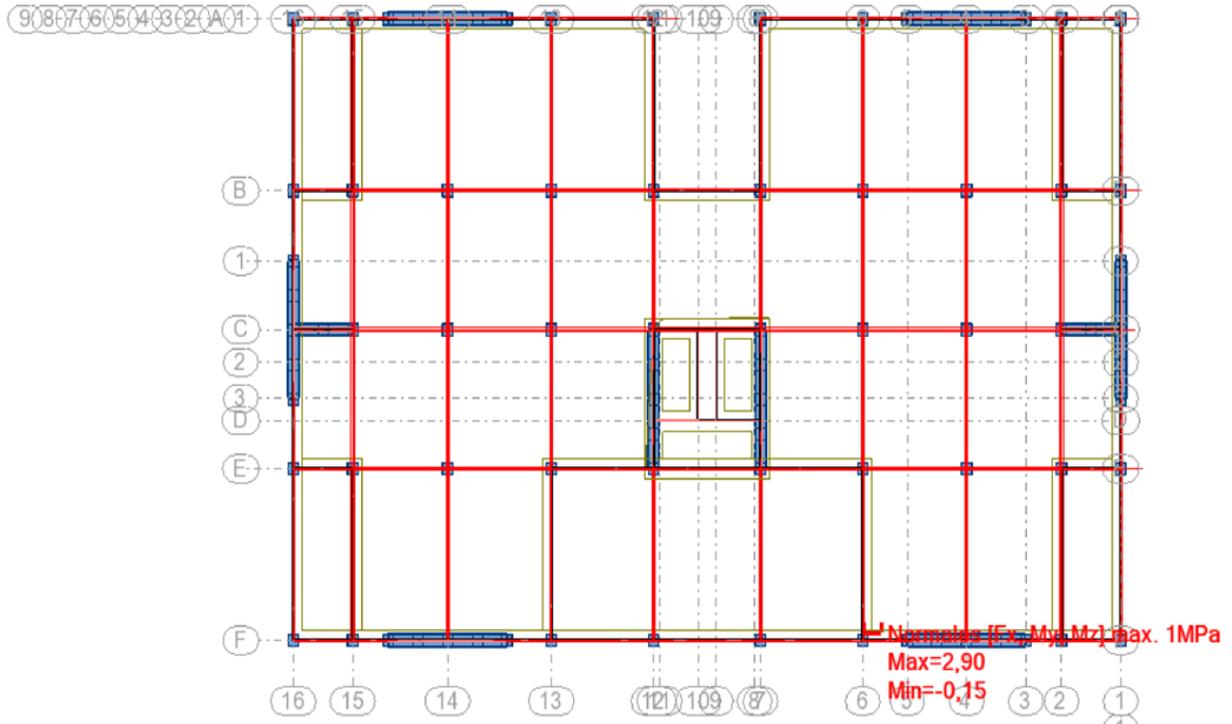


Figure V-1 : spectre de réponse zone III.

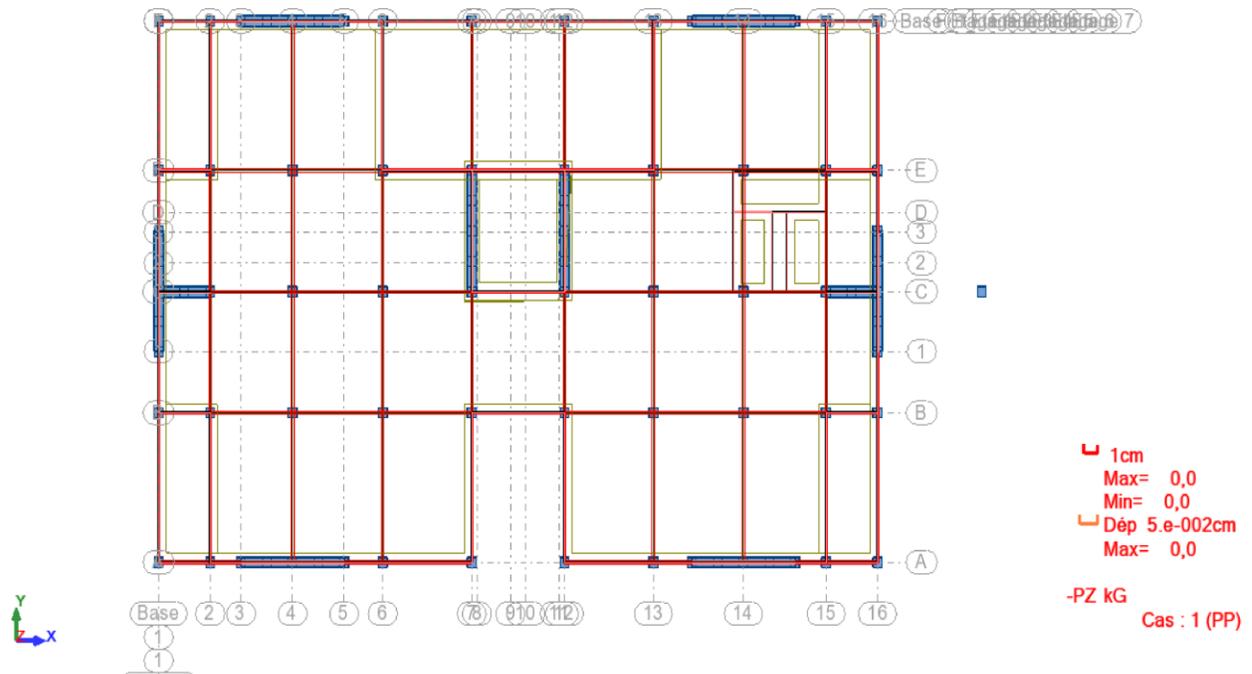
- **Disposition des voiles et des escaliers:**

La forme architecturale de notre structure plus la disposition des voiles sont engendrées des complications en terme de choisir des différentes dispositions de la cage d'escalier, et à la fin en a essayé de prendre trois dispositions divers afin que voir le comportement dynamique au chaque cas qui sont indiqués ci-dessous :

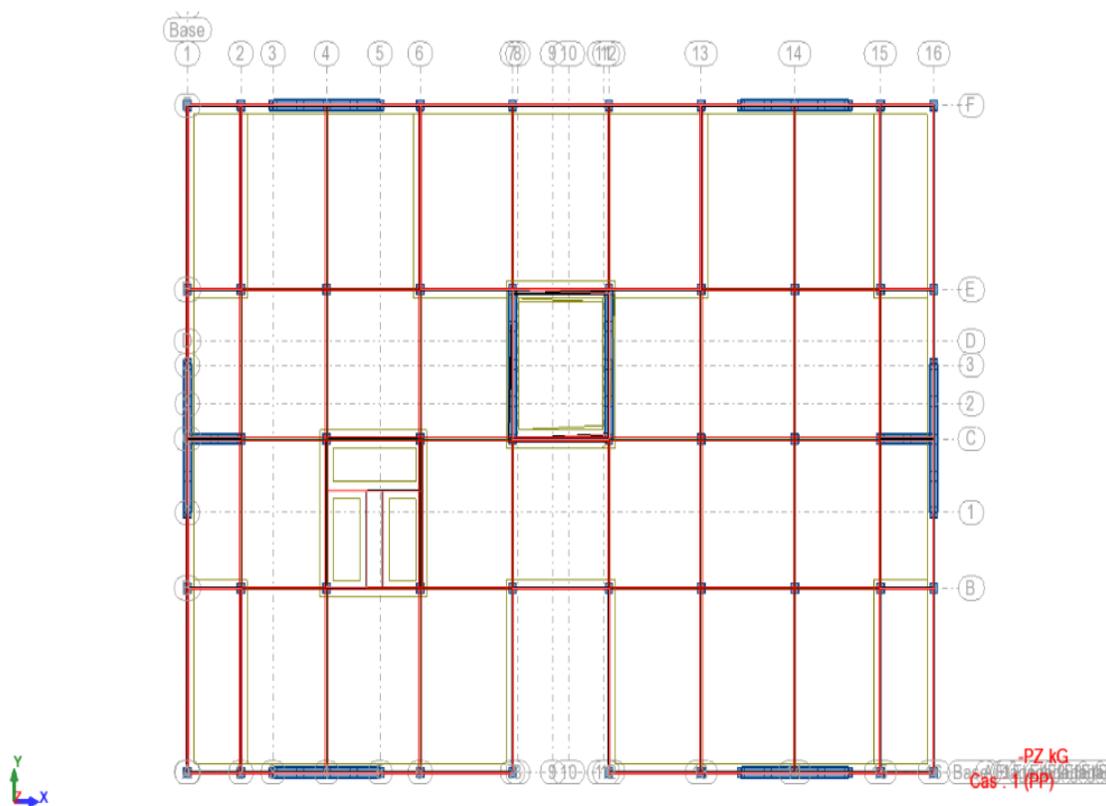
CHAPITRE V Etude dynamique



FigureV-2 : Disposition des voiles et des escaliers 1 au milieu.



FigureV-3 : Disposition des voiles et des escaliers à la cote droite.



FigureV-4 : Disposition des voiles et des escaliers 3 à la cote gauche.

CHAPITRE V Etude dynamique

V-4 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par Robot Structural Analysis :

V-4-1 : périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le tableau ci-dessous donne la participation massique pour chaque mode

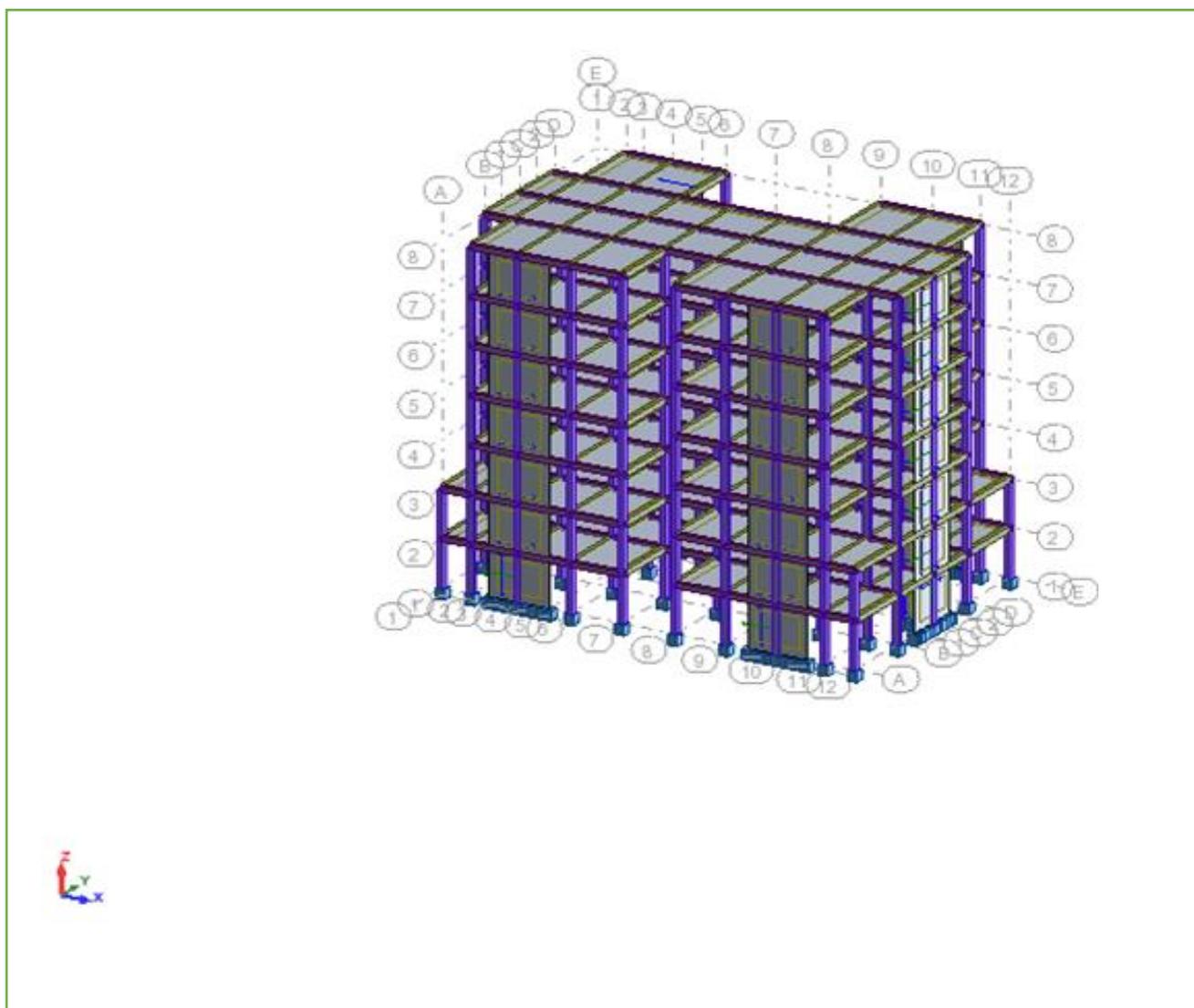
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	2,92	0,34	0,00	69,64	0,0	0,00	69,64
4/ 2	3,24	0,31	68,89	69,64	0,0	68,89	0,00
4/ 3	3,67	0,27	70,51	69,64	0,0	1,61	0,00
4/ 4	11,41	0,09	70,51	88,61	0,0	0,00	18,96
4/ 5	12,08	0,08	88,53	88,61	0,0	18,02	0,00
4/ 6	13,17	0,08	88,64	88,61	0,0	0,11	0,00
4/ 7	13,88	0,07	88,64	88,70	0,0	0,00	0,10
4/ 8	21,33	0,05	88,64	94,52	0,0	0,00	5,82
4/ 9	21,71	0,05	89,91	94,52	0,0	1,27	0,00
4/ 10	22,90	0,04	94,15	94,52	0,0	4,23	0,00
4/ 11	23,25	0,04	94,17	94,55	0,0	0,03	0,03
4/ 12	23,65	0,04	94,38	94,55	0,0	0,21	0,00
4/ 13	26,61	0,04	94,38	94,63	0,0	0,00	0,08
4/ 14	27,68	0,04	94,38	97,09	0,0	0,00	2,45

Tableau V.3 : période et participation des masses donnée par Robots pour cas d'étude 1

Le taux de la participation massique tel qu'il est exigé dans le [3] a dépassé 90% en mode 10 suivant le sens x-x et en mode 8 suivant le sens y-y.

La période obtenue par le logiciel Robots dans le premier mode doit être inférieure ou égale la période fondamentale minimale calculée à partir les formules empiriques tel que préconise le [3] et majorée de 30%.

$$T_{\text{Robots}} = 0.35 \text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = 0.468\text{s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



FigureV-5 : Vue de la modélisation de la structure par le logiciel Robots.

V-4-2 : Comportement dynamique de la structure :

- Le premier mode représente une translation suivant y-y :

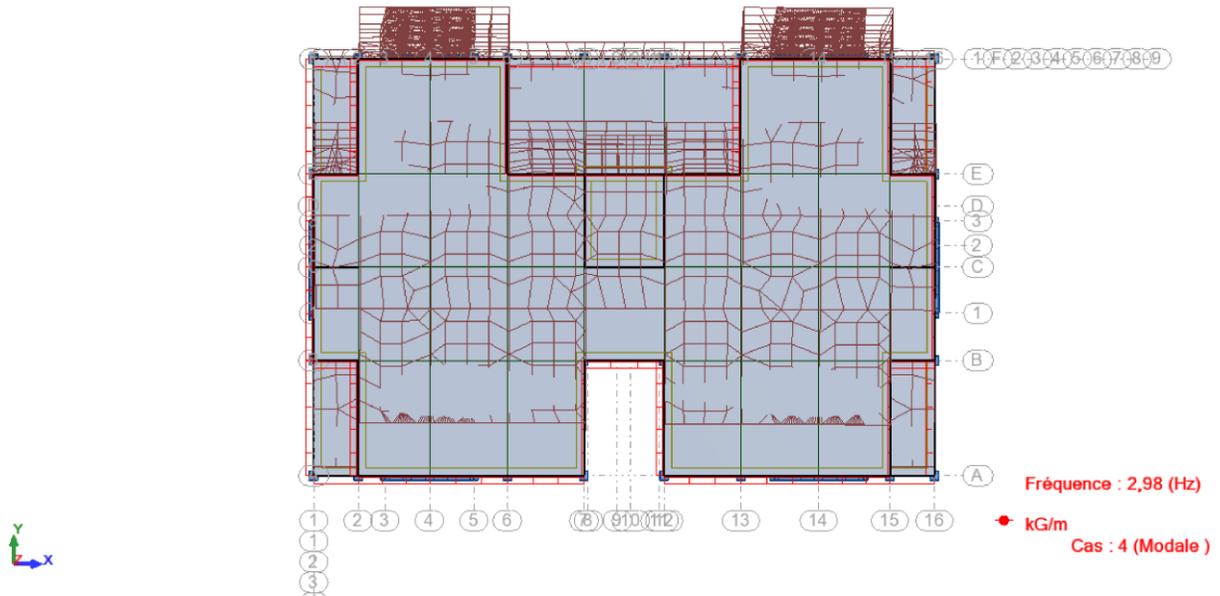


Figure V-6 : Translation suivant y-y.

- Le deuxième mode représente une translation suivant x-x :



Figure V-7 : Translation suivant x-x.

CHAPITRE V Etude dynamique

- Le troisième mode représente une rotation suivant z-z :

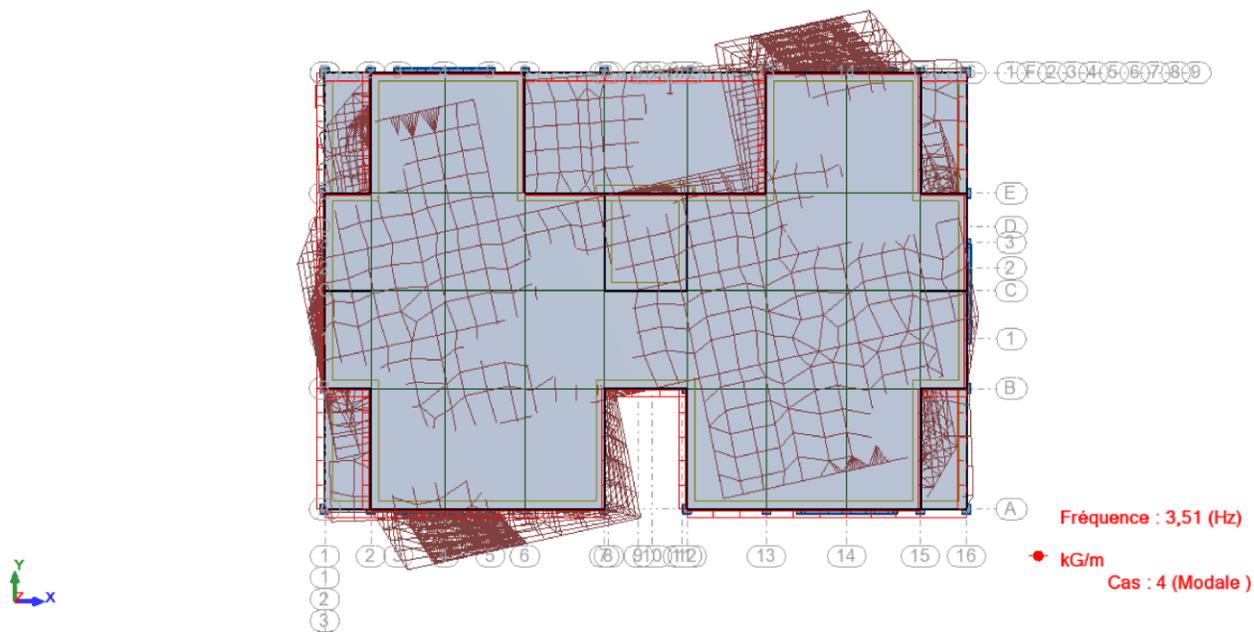


Figure V-8 : Rotation suivant z-z.

V-5 : Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003:

V-5-1 : Justification de l'interaction voiles-portiques Le RPA99 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

		Position 1		Position 2		Position 3	
		Valeur N	%	Valeur N	%	Valeur N	%
Effort vertical total		193178.31	100%	179955.46	100%	187908.79	100%
Effort horizontal total	x-x	13875.6	100%	13872.07	100%	13768.17	100%
	y-y	13929.44	100%	13520.59	100%	13719.3	100%
Effort vertical Poteaux		124770.55	64.58%	139222.41	72.36%	123677.87	65.81%
Effort horizontal Poteaux	x-x	4347.55	31.33%	5062.83	36.49%	4462.06	32.4%
	y-y	4457.54	32.00%	6947.84	51.83%	4347.4	31.68%
Effort vertical voiles		68407.76	35.41%	12266.95	22.63%	64230.92	34.18%
Effort horizontal voile	x-x	9528.03	68.66%	8809.23	63.50%	9336.12	67.6%
	y-y	9471.91	67.99%	7258.2	48.17%	7364.91	68.32%

Tableau V-4 : résultats des efforts donnés par l'ETABS

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. [3] Coefficient de comportement global de la structure R= 3.5.

CHAPITRE V Etude dynamique

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
Disposition 1	Suivant x-x	2818.81	3029.43	2432.54	Vérifiée
	Suivant y-y	2879.71	2868.71	2294.97	Vérifiée
Disposition 2	Suivant x-x	2782.11	3029.43	2423.54	Vérifiée
	Suivant y-y	2788.16	2868.71	2423.54	Vérifiée
Disposition 3	Suivant x-x	2798.09	3029.43	2423.54	Vérifiée
	Suivant y-y	2788.68	2868.71	2423.54	Vérifiée

Tableau V-5 : 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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

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 1 :

Sens x-x

Niveau	Hauteur d'étage h_k	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	1%hn	Observation
RDC	3.06	3.5	0.002	0.007	0	0.007	0.0306	Vérifiée
1	3.06	3.5	0.007	0.0245	0.007	0.0175	0.0306	Vérifiée
2	3.06	3.5	0.013	0.0455	0.0245	0.021	0.0306	Vérifiée
3	3.06	3.5	0.020	0.07	0.0455	0.0245	0.0306	Vérifiée
4	3.06	3.5	0.026	0.091	0.07	0.021	0.0306	Vérifiée
5	3.06	3.5	0.032	0.112	0.091	0.021	0.0306	Vérifiée
6	3.06	3.5	0.037	0.1295	0.112	0.0175	0.0306	Vérifiée

Tableau V-6 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Disposition 1

CHAPITRE V Etude dynamique

Sens y-y

Niveau	Hauteur d'étagehk	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	1%hn	Observation
RDC	3.06	3.5	0.003	0.0105	0	0.0105	0.0306	Vérifiée
1	3.06	3.5	0.008	0.0315	0.0105	0.021	0.0306	Vérifiée
2	3.06	3.5	0.016	0.0595	0.0315	0.028	0.0306	Vérifiée
3	3.06	3.5	0.024	0.084	0.0595	0.0245	0.0306	Vérifiée
4	3.06	3.5	0.032	0.112	0.084	0.028	0.0306	Vérifiée
5	3.06	3.5	0.040	0.14	0.112	0.028	0.0306	Vérifiée
6	3.06	3.5	0.047	0.1645	0.14	0.0245	0.0306	Vérifiée

Tableau V-4 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Disposition 1

Disposition 2 :

Sens x-x

Niveau	Hauteur d'étagehk	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	1%hn	Observation
RDC	3.06	3.5	0.003	0.0105	0	0	0.0306	Vérifiée
1	3.06	3.5	0.009	0.0315	0.0105	0.0201	0.0306	Vérifiée
2	3.06	3.5	0.017	0.0595	0.0315	0.028	0.0306	Vérifiée
3	3.06	3.5	0.025	0.0875	0.0595	0.028	0.0306	Vérifiée
4	3.06	3.5	0.034	0.119	0.0875	0.0315	0.0306	N.Vérifiée
5	3.06	3.5	0.041	0.1435	0.119	0.0245	0.0306	Vérifiée
6	3.06	3.5	0.048	0.168	0.1435	0.0245	0.0306	Vérifiée

Tableau V-5 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Disposition 2

Sens y-y

Niveau	Hauteur d'étagehk	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	1%hn	Observation
RDC	3.06	3.5	0.006	0.021	0	0.021	0.0306	Vérifiée
1	3.06	3.5	0.016	0.056	0.021	0.035	0.0306	N.Vérifiée
2	3.06	3.5	0.029	0.1015	0.056	0.0455	0.0306	N.Vérifiée
3	3.06	3.5	0.042	0.147	0.1015	0.0245	0.0306	Vérifiée
4	3.06	3.5	0.054	0.189	0.147	0.0455	0.0306	N.Vérifiée
5	3.06	3.5	0.066	0.231	0.189	0.042	0.0306	N.Vérifiée
6	3.06	3.5	0.074	0.259	0.231	0.028	0.0306	Vérifiée

Tableau V-9 : Vérifications des déplacements de niveaux sens y-y Disposition 2

CHAPITRE V Etude dynamique

Disposition 3 :

Sens x-x

Niveau	Hauteur d'étagehk	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	1%hn	Observation
RDC	3.06	3.5	0.003	0.0105	0	0.0105	0.0306	Vérifiée
1	3.06	3.5	0.008	0.028	0.0105	0.0175	0.0306	Vérifiée
2	3.06	3.5	0.015	0.0525	0.028	0.0245	0.0306	Vérifiée
3	3.06	3.5	0.022	0.077	0.0525	0.0245	0.0306	Vérifiée
4	3.06	3.5	0.03	0.105	0.077	0.028	0.0306	Vérifiée
5	3.06	3.5	0.037	0.1295	0.105	0.0245	0.0306	Vérifiée
6	3.06	3.5	0.043	0.1505	0.1295	0.021	0.0306	Vérifiée

Tableau V-10 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Disposition 3

Sens y-y

Niveau	Hauteur d'étagehk	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	1%hn	Observation
RDC	3.06	3.5	0.003	0.0105	0	0.0105	0.0306	Vérifiée
1	3.06	3.5	0.016	0.056	0.0105	0.0455	0.0306	N.Vérifiée
2	3.06	3.5	0.029	0.1015	0.056	0.0455	0.0306	N.Vérifiée
3	3.06	3.5	0.042	0.147	0.1015	0.0455	0.0306	N.Vérifiée
4	3.06	3.5	0.055	0.1925	0.147	0.0455	0.0306	N.Vérifiée
5	3.06	3.5	0.066	0.231	0.1925	0.0385	0.0306	N.Vérifiée
6	3.06	3.5	0.075	0.2625	0.231	0.0315	0.0306	Vérifiée

Tableau V-11 : Vérifications des déplacements de niveaux sens x-x Disposition 3

Interprétation des résultats :

Après avoir comparé les tableaux de déplacement inter étage, nous avons remarqué que:

- A la première disposition qu` on a une cage d`escalier au centre de bâtiment, qu`elle est considéré comme un noyau central au milieu, elle donne un comportement bien équilibre en terme de deux critères de rigidité et de masse, qu`elles sont modelées sous quantité et disposition des voiles et de poteaux.
- Au deuxième et au troisième cas où la cage d`escalier localiser a cote droit et a cote gauche, elles sont criées déséquilibre au distance entre les deux centres: de rigidité et de masse, et se qui a approuvé par des déplacements inter étage qui sont au dessus de la limite préconiser par le RPA 99version 2003.

CHAPITRE V Etude dynamique

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 :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10 \dots \dots \dots \text{(art 5,9) [RPA99]}$$

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 1 :

Sens x-x

Niveau	P _k	Δ _k (m)	V _k (t)	h _i (m)	θ
RDC	2791.88	0.007	2789,80	3.06	0.0022
1	2787.91	0.0175	2667,34	3.06	0.0059
2	2414.89	0.021	2425,09	3.06	0.0068
3	2414.89	0.0245	2131,97	3.06	0.0091
4	2414.89	0.021	1797,06	3.06	0.0092
5	2414.89	0.021	1346,39	3.06	0.012
6	2329.74	0.0175	717,95	3.06	0.018

Tableau V-12 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ de la position 1 Sens x-x

Sens y-y

Niveau	P _k	Δ _k (m)	V _k (t)	h _i (m)	θ
RDC	2791.88	0.0105	2795,93	3.06	0.0034
1	2787.91	0.021	2671,87	3.06	0.0071
2	2414.89	0.028	2431,30	3.06	0.009
3	2414.89	0.0245	2142,43	3.06	0.009
4	2414.89	0.028	1807,72	3.06	0.0122
5	2414.89	0.028	1357,42	3.06	0.016
6	2329.74	0.0245	722,77	3.06	0.025

Tableau V-13 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ de la position 1 Sens y-y

CHAPITRE V Etude dynamique

Disposition 2 :

Sens x-x

Niveau	Pk	Δk (m)	Vk (t)	hi (m)	θ
RDC	2769.34	0	2736,53	3.06	0
1	2765.36	0.0201	2622,92	3.06	0.0016
2	2392.07	0.028	2389,29	3.06	0.0026
3	2392.07	0.028	2098,92	3.06	0.0037
4	2392.07	0.0315	1762,28	3.06	0.0065
5	2392.07	0.0245	1301,75	3.06	0.0097
6	2354.78	0.0245	671.82	3.06	0.028

Tableau V-13 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la position 2 Sens x-x

Sens y-y

Niveau	Pk	Δk (m)	Vk(t)	hi (m)	θ
RDC	2769.34	0.021	2689,55	3.06	0.007
1	2765.36	0.035	2580,01	3.06	0.012
2	2392.07	0.0455	2370,48	3.06	0.015
3	2392.07	0.0245	2076,98	3.06	0.0092
4	2392.07	0.0455	1725,29	3.06	0.02
5	2392.07	0.042	1243,27	3.06	0.02
6	2354.78	0.028	625.77	3.06	0.034

Tableau V-14 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la position 2 Sens y-y

Disposition 3 :

Sens x-x

Niveau	Pk	Δk (m)	Vk (t)	hi (m)	θ
RDC	2791.88	0.0105	2767,01	3.06	0.003
1	2787.91	0.0175	2644,12	3.06	0.006
2	2414.89	0.0245	2404,43	3.06	0.008
3	2414.89	0.0245	2115,18	3.06	0.009
4	2414.89	0.028	1783,44	3.06	0.012
5	2414.89	0.0245	1337,34	3.06	0.014
6	2329.74	0.021	716.69	3.06	0.022

Tableau V-15 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la position 2 Sens x-x

Sens y-y

Niveau	Pk	Δk (m)	Vk (t)	hi (m)	θ
RDC	2791.88	0.0105	2758,45	3.06	0.0034
1	2787.91	0.0455	2625,42	3.06	0.015
2	2414.89	0.0455	2393,78	3.06	0.015
3	2414.89	0.0455	2105,46	3.06	0.017
4	2414.89	0.0455	1780,15	3.06	0.02
5	2414.89	0.0385	1337,48	3.06	0.022
6	2329.74	0.0315	718,30	3.06	0.0333

Tableau V-16 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ de la position 2 Sens y-y

CHAPITRE V Etude dynamique

Interprétation des résultats :

Le critère de l'effet de P-Δ est satisfait les conditions préconisées par notre règlement dans les trois dispositions de la cage d'escalier.

V-5-5 : Vérification de l'effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit(art 7.4.3.1) RPA99.

$$v = \frac{Nd}{Bc \times fc}$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : 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 :

$$v = Nd / Bc \times fcj \leq 0.3$$

La vérification de cet effort sera effectuée sur le poteau le plus sollicité de section (45x45) et un effort Nd obtenu égale a : **Nd = 1243.41** .

$$v = Nd / Bc \times fcj = 1243.41 \times 10^3 / 380^2 \times 25 = 0.26 \leq 0.3$$

Interprétation des résultats :

Alors l'effort normal réduit est vérifié selon le RPA 99version 2003.

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. RPA

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 :

$$(CMx - CRx) < \pm 5\% Ly$$

$$(CMy - CRy) < \pm 5\% Lx$$

Niveau	CM x-x	CM y-y	CR x-x	CR y-y	Observation
RDC	1.4275	1.4	0.925	0.91	Vérifiée
Etages	1.4275	1.4	0.925	0.91	Vérifiée

Tableau V-17 : vérification de l'effet de torsion.

CHAPITRE V Etude dynamique

Interprétation des résultats :

Alors l'effets de la torsion accidentelle est vérifié selon le RPA 99 version 2003

V-6 : conclusion :

- ✓ Le comportement dynamique de notre structure répond aux exigences de l'RPA qui préconise une participation massique supérieure à 90% dans les premiers modes.
- ✓ La justification de l'interaction voile portique a défini que le système contreventement est de type voiles porteurs avec un coefficient de comportement globale égale à 3.5.
- ✓ 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 de la cage d'escalier que sur le comportement dynamique de la structure.
- ✓ -Nous avons également remarqué qu'après avoir changé la position de la cage d'escalier qu'est considérée comme un noyau rigide, a un influence au comportement dynamique structurel, qui est excité plusieurs paramètres tel que :
 - L'influence à l'équilibrage entre le centre de rigidité et de masse, qu'est va crie un problème de rotation aux premiers modes fondamentale, alors sa donne l'insécurité et l'instabilité structurelle.
 - La condition de déplacement inter étage est ne satisfaite pas les limites préconisées au règlement de RPA 99/ version 2003 aux cas des mauvaise positions de la cage d'escalier.
- ✓ A notre étude, les critères de l'effet de $P-\Delta$, de l'effort normal réduit et de l'effets de la torsion accidentelle sont satisfais les bout recommandées par notre prescriptions algériennes dans les trois différentes positions de la cage d'escalier.

CHAPITRE VI:

Etude des elements structuraux

VI : Etude des éléments structuraux

VI-1 : Introduction :

Le présent chapitre a pour objet d'étudier les éléments structuraux en trois différentes dispositions de la cage d'escalier (au centre, au cote gauche et droit de la construction), 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 armés et bien disposés de telle sorte 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 suivantes :

- Selon BAEL91 :
1.35G+1.5Q
G+Q
- Selon le RPA99 V2003 :
0.8G ± E
G + Q ± E

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) Rpa 99.

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0,9% en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 50 φ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

-20 cm en zone III

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 :
(art 7-4-2-1)

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

- 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'élançement 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 :

$t \leq 10\text{cm}$ en zone III

➤ Dans la zone courante :

$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)$ en zone III

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_g est l'élançement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

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} $M_{\text{correspondant}}$ Effort normal minimal et le moment correspondant : N_{\min} $M_{\text{correspondant}}$ Moment maximum et l'effort normal correspondant : M_{\max} $N_{\text{correspondant}}$

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ROBOT, et sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Zone	N_{\min} M_{corr}		N_{\max} M_{corr}		M_{\max} N_{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Zone III	110.38	10.34	1243.41	9.49	329.92	19.76

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations sur les poteaux dans toutes disposition de la cage d'escalier au niveau du 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 disposition de la cage d'escalier (au centre de la structure), et le reste des résultats de ferrailage des autres dispositions (2 eme et la 3 eme disposition) seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$$b = 45 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 42 \text{ cm}$$

1^{er} cas) calcul sous N_{\max} et M_{corr} :

$$N_{\max} = 1243.41 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 9.49 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.49}{1243.41} = 0.0076 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$(\alpha) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(\alpha) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 9.49 + 1243.41(0.42 - 0.225) = 251.95 \text{KN.m}$$

$$(\alpha) = 1243.41 \times (0.42 - 0.03) - 251.95 = 232.9799 \text{KN.m} = 0.232 \text{MN.m}$$

$$(b) = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) 0.45 \times 0.45 \times 14.17 = 0.365$$

$(\alpha) \leq (b)$ **Condition vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{251.95}{0.45 \times 0.42^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.22$$

$$\mu_{bu} = 0.22 < \mu_{ul} = 0.269$$

On est pivot B : (A'=0)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.31$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d = 0.367 \text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \delta_s} = \frac{251.95}{0.367 \times 348} \times 10^{-3} = 1.97 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_1 = 19.7 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\delta_s} = 19.7 - \frac{1243.41}{348} \times 10^{-3} \times 10^4 = -16.03 \text{cm}^2$$

2^{er} cas) calcul sous N_{min} et M_{corr}:

$$N_{\min} = 110.38 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 10.34 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.34}{110.38} = 0.093 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = 0.225 \text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$(\alpha) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(\alpha) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 10.34 + 110.38(0.42 - 0.225) = 31.86 \text{KN.m}$$

$$(\alpha) = 110.38 \times (0.42 - 0.03) - 31.86 = 11.18 \text{KN.m} = 0.0111 \text{MN.m}$$

$$(b) = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) 0.45 \times 0.45 \times 14.17 = 0.365$$

$(\alpha) \leq (b)$ **condition vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.86}{0.45 \times 0.42^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.0283$$

$$\mu_{bu} = 0.0283 < \mu_{ul} = 0.269$$

On est pivot B : (A'=0)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) \Rightarrow \alpha = 0.0358$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d = 0.41\text{m}$$

$$A_1 = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{31.86}{0.41 \times 348} \times 10^{-3} = 2.23 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_1 = 2.23 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\delta_s} = 2.23 - \frac{110.38}{348} \times 10^{-3} \times 10^4 = -0.941 \text{cm}^2$$

3^{eme} cas) calcul sous M_{\max} et N_{corr} :

$$M_{\max} = 19.76 \text{ KN} ; \quad N_{\text{corr}} = 329.92 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19.76}{198.47} = 0.099 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 19.76 + 329.92(0.42 - 0.225) = 84.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{84.09}{0.45 \times 0.42^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.074$$

$$\mu_{bu} = 0.074 < \mu_{ul} = 0.269$$

On est pivot B : ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) \Rightarrow \alpha = 0.096$$

$$A_1 = \frac{Mu}{Z \times \delta_s} = \frac{84.09}{0.096 \times 348} \times 10^{-3} = 2.51 \times 10^{-3} \text{m}^2$$

$$A_1 = 25.1 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\delta_s} = 25.09 - \frac{329.92}{348} \times 10^{-3} \times 10^4 = 15.06 \text{cm}^2$$

$$A_s = 15.06 \text{cm}^2$$

NB : Le ferrailage calculer en 3^{eme} cas sous M_{\max} et N_{corr} correspond à une seule facette la plus sollicitée de poteau, c'est-à-dire le ferrailage total du poteau égal a :

$$A_s = 16.94 \text{cm}^2$$

Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal du poteaux dans toutes les cas d'étude :

Zone	$A_{s\text{calculé}} \text{cm}^2$	$A_{s\text{min RPA}} \text{cm}^2$	$A_{s\text{adopte}} \text{cm}^2$	Description des Barres
Disposition 1	16.94	25.1	25.13	8HA20

Tableau VI-2 : récapitulatif du ferrailage longitudinal du poteaux dans toutes les cas d'étude.

➤ **Ferraillage transversale :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V u}{h 1 f e}$$

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} = 4.76 < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

➤ **Dans la zone nodale :**

$t \leq 10\text{cm}$. en zone III, donc en prends 10cm d'espacement en zone nodale.

➤ **Dans la zone courante :**

$t' \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)$ en zone III $t' = 15\text{cm}$

Calcul des armatures transversale

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V u}{h 1 f e} \leftrightarrow A_t = \frac{\rho V u}{h 1 f e} = \frac{0.14 \times 3.75 \times 81.9}{0.45 \times 400} \times 10^{-3} = 2.38\text{cm}^2$$

Ferraillage minimal selon le RPA les armatures transversales des poteaux

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ avec interpolation on prend 0.61%

$$A_t = 0.61\% t b_1 = 1.60\text{cm}^2$$

Donc : $A_t = \text{max}(A_t \text{ calculé} ; A_t \text{ RPA}) = \text{max}(2.38 ; 1.60)$

$$A_t = 2.38\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferraillage transversal de 5HA8 de section $A_t = 2.51\text{cm}^2$.

VI-2-4: Vérifications :

a) vérification des contraintes :

La vérification se fera à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N u}{A} \leq \sigma_{adm}; \quad \sigma_{adm} = \frac{0.85 f_c 28}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

Niveaux	La section adoptée en mm ²			Nu (N)	σ_{bc} (MPa)	Observation
	b	h	A			
RDC	450	450	202500	1243410	6.14	Vérifiée
E1	450	450	202500	1063250	5.25	Vérifiée
E2, E3, E4, E5, E6	450	450	202500	855180	4.22	Vérifiée

Tableau VI-3 : Vérification des contraintes

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ tel que favorise (art 7.4.3.2)[3]}$$

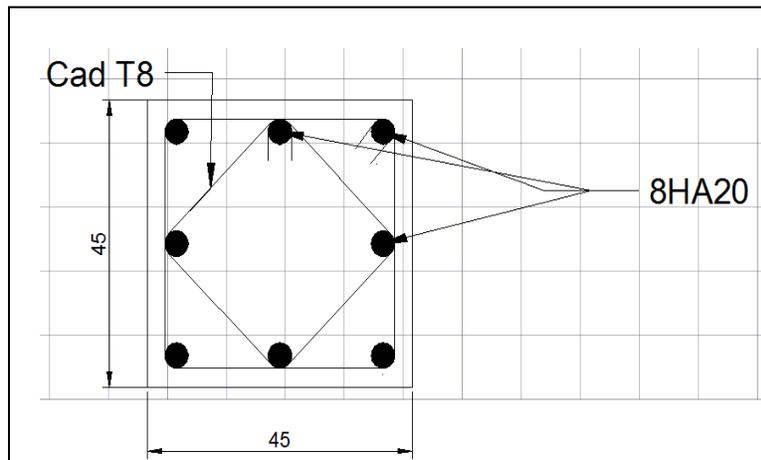
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bd}$$

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	45×45	2.142	4.757	0.04	42	19.51	0.103	1	Vérifiée
E1	45×45	2.142	4.757	0.04	42	21.55	0.114	1	Vérifiée
E2, E3 E4, E5, E6	45×45	2,142	4.757	0.04	42	23.50	0.124	1	Vérifiée

Tableau VI-4 : Vérification aux sollicitations tangentielles

-Schema:

FigureVI-1 : Ferrailage du poteau en 1^{er} cas d'étude.

VI-3 : Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

VI-3-1 :Combinaison des charges :

- Selon BAEL91 :

ELU : 1.35G + 1.5G

ELS : G + Q

- Selon le RPA99 :

0.8G ±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 :

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant 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 :

- 50ϕ en zone III

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 disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou rectangle (là où 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 côté 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-Ferraillage des poutres :**Exemple de calcul**

Le calcul du ferraillage se fait par flexion simple, on va opter pour un seul exemple de calcul manuel concernant la poutre la plus sollicitée.

➤ En travée :

$M_{tmax} = 18.81 \text{ KN.m}$ (Résultat donnée par le logiciel sous la combinaison 0.8G+E)

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18.81}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_{ul} = 0.269$$

Donc la section sera simplement armée ($A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha)d = 0.353 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{18.81}{0.353 \times 348} \times 10^{-3} = 1.53 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 1.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc: } A = A_{st} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferraillage constitué de **3T12** de section **A = 3.39 cm²**.

➤ Sur appuis :

Le calcul sera fait aussi en flexion simple en prenant le moment appuis

$M_{a max} = 86.86 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

M	μ_{bu}	α_u	Z_u	A (cm²)
86.86 KN.m	0.157	0.21	0.329	7.58

Tableau VI-5 : résultats du calcul de ferraillage sur appuis

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A = A_{st} = 7.58 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte un ferraillage constitué de **3HA12 + 3HA14** de section **A = 8.01 cm²**.

VI-3-4 : Vérification à L'ELS:

➤ Sur appui :

Le calcul se fait selon les règles de [1] et [2], la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$Y = b_0 Y_1^2 / 2 + n A_s Y_1 - (A_s d) = 0$$

$$15 Y_1^2 + 15 * 8.01 Y_1 - 15(8.01 * 40.05)$$

$$Y_1 = 13.44 \text{ cm}$$

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

$$I = b_0 Y_1^3 / 3 + [A_s (d - Y_1)^2]$$

$$I = 30 * 13.44^3 / 3 + 15[8.01 (40.05 - 13.44)^2]$$

$$I = 6899.428 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I). Y_1 = (55.29 / 6899.428) * 13.44 = 8.82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 8.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 M_{ser} / I (d - Y_1) = (15 * 55.29 / 6899.428) * (36 - 13.44) = 271.183 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 271.183 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

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

$$Y = b_0 Y_1^2 / 2 + n A_s Y_1 - (A_s d) = 0$$

$$Y = 30 Y_1^2 / 2 + 15 * 3.39 Y_1 - 15(3.39 * 36)$$

$$Y_1 = 9.481 \text{ cm}$$

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

$$I = b_0 Y_1^3 / 3 + [A_s (d - Y_1)^2]$$

$$I = 30 * 9.481^3 / 3 + 15[3.39 (36 - Y_1)^2]$$

$$I = 44283.047 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I). Y_1 = (27.26 / 44283.047) * 9.481 = 5.836 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale de traction dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 M_{ser} / I (d - Y_1) = (15 * 27.26 / 44283.047) * (36 - 9.481) = 244.870 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 244.870 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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 prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = Tu / b_0 d$$

Avec :

- Tu: 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 :

$$\bar{\tau}_u = \{ 0.2f_{c28} / \gamma b ; 5 \text{ MPa} \}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$Tu = 184 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 184 \times 10^{-3} / 0.30 \times 0.36 = 1.703 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \{ 0.2f_{c28} / \gamma b ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.703 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$\phi_t \leq \min \{ h/35 , b_0/10 , \phi_{\min} \} , \phi_t \leq \min \{ 40/35 , 30/10 , 12 \}$$

$$\phi_t \leq \{ 11.42 , 30 , 12 \}$$

On prend alors $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$ [3]

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \{ h/4 , 12 * \phi_t \} = \text{Min} \{ 8.75 , 14.4 \} = 8.75$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t \leq 40/2 = 20$$

Alors :

$$A_t = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 20 * 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

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 :

$h / l > 1 / 16 \Rightarrow 40 / 500 = 0.08 > 0.0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

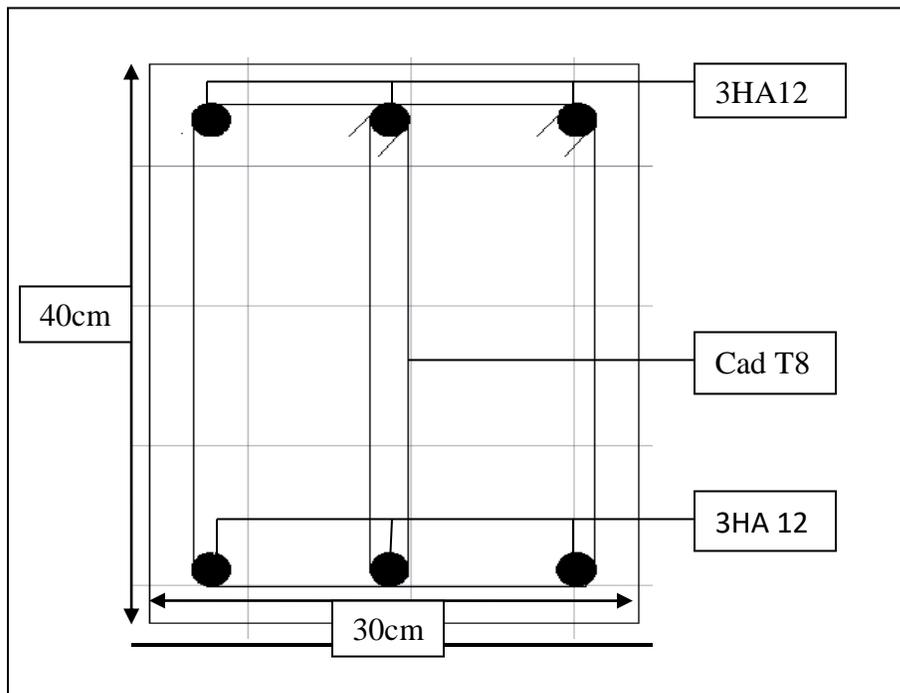
VI-3-7 : Récapitulation des résultats du ferrailage :

Les résultats du calcul du ferrailage des poutres principales ainsi que ceux des poutres secondaires et pour toutes les cas d`étude vont être présentés sur les tableaux suivant :

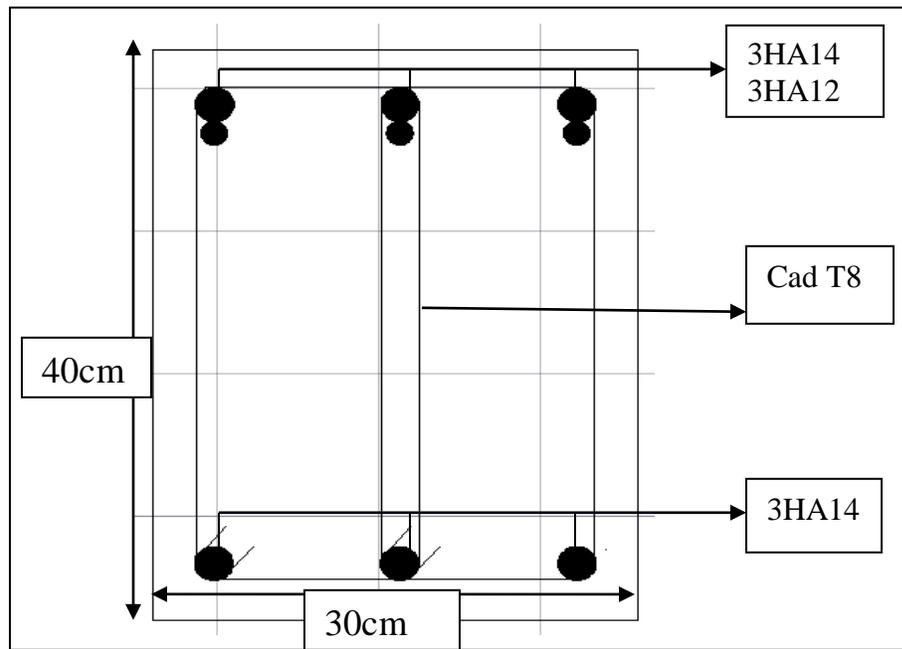
Zone III		Moment (KN.m)	As (cm ²)	As (cm ²) min(RPA)	As adopté (cm ²)	Description Des barres
Poutre principale	Sur appuis	86.86	7.58	1.3	8.01	3HA12 3HA14
	En travée	18.18	1.53	1.3	3.39	3HA12
Poutre secondaire	Sur appuis	72.36	7.72	1.26	8.01	3HA12 3HA14
	En travée	5.85	0.538	1.26	3.39	3HA12

Tableau VI-6: récapitulation du ferrailage des poutres en 1 er cas d`étude.

VI-3-8 : Schéma du ferrailage:

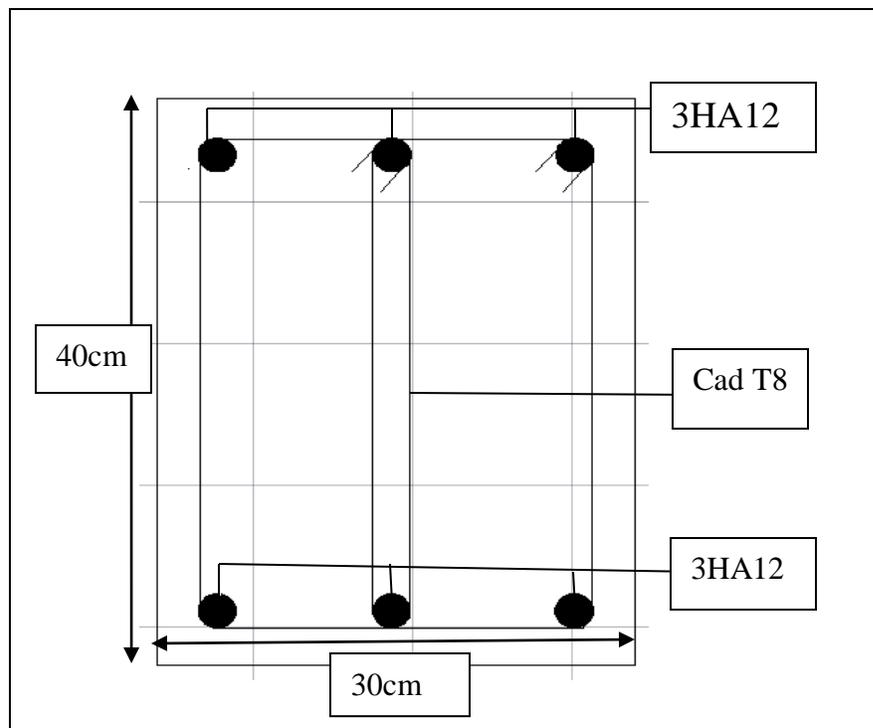


En travée

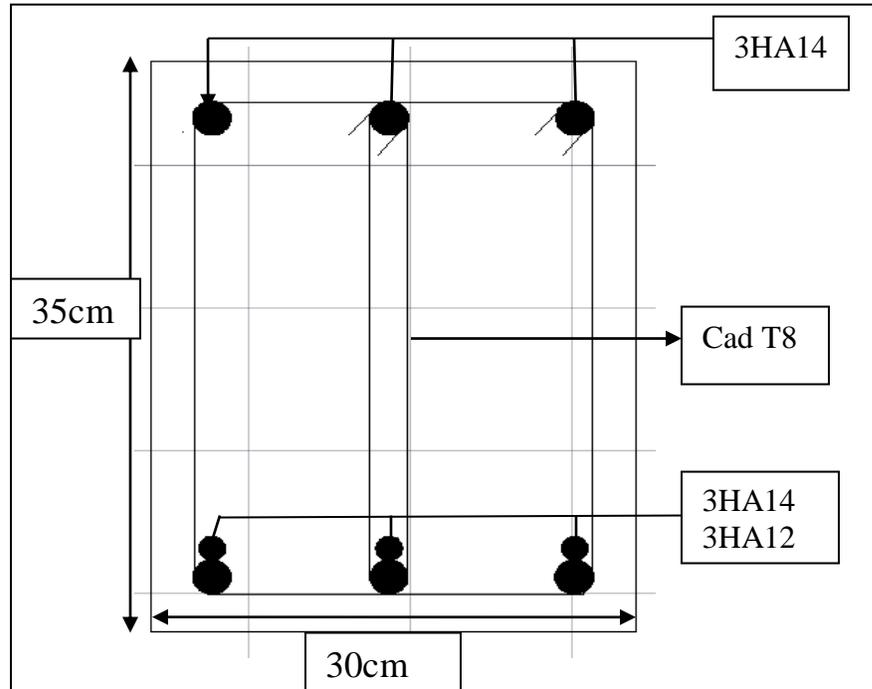


En appui

Figure VI-2 : Poutres principales en 1^{er} cas d'étude.



En travée



Sur Appuis

Figure VI-3 : Poutres secondaire en 1 er cas d`étude.

VI-4 : Etude des voiles :

Suivant les exigences du [3], les structure en béton armé ayant une hauteur de supérieure à 14m soient 7 étages, doivent contenir des voiles de contreventement.

Les voiles peuvent être plaines ou comportant des ouvertures liés entre eux par des planchers ; dans notre cas on a que des voiles pleines.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées 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 : $+ Q$
- 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 % .It .e Avec :

It : 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.

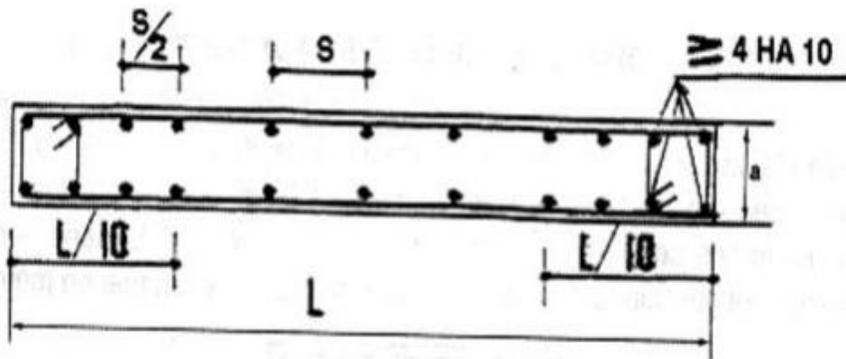


Figure VI-4 : Dispositions règlementaires du ferrailage vertical

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 crochètes à 135° de longueur 10ϕ .

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 doit être calculée par la formule suivante :

$$Avj = 1.1 V / f_e$$

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 cm).

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < e / 10$.

VI-4-3 : Calcul des sollicitations :**1^{er} cas d'étude:**

Voile	Niveau RDC		Niveau e1		Niveau e1, e2, e4, e5, e6	
	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y	V x-x	V y-y
L (m)	3	2	3	2	3	2
e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	3366.41	3892.71	2123.05	2376.65	1302.59	1590.41
N (KN.m)	443.78	536.71	370.88	673.68	276.44	553.99
V (KN.m)	1800.88	1377.08	1729.58	1428.62	1364.22	1090.72

Tableau VI-7 : les sollicitations des voiles pour le 1er cas d'étude.

VI-4-4 : Exemple de calcul de ferrailage et de vérifications :

On opte pour le calcul d'un seul voile, et le reste des voiles seront récapitulés dans un tableau récapitulatif :

- Armatures verticales :

$$M_{\max} = 3366.41 \text{ KN.m} \quad N_{\max} = 443.78 \text{ KN} \quad V_{\max} = 2298.88 \text{ KN}$$

$$\text{avec } \begin{cases} h = 2.86 \text{ m}, L = 3 \text{ m} \\ b = 0.20, d' = 0.03 \text{ m}, d = 0.17 \text{ m} \end{cases}$$

- Calcul de longueur de flambement :

$$L_f = 0.8.L = 2.86 \times 0.8 = 1.488 \text{ m}$$

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda = L_f \cdot \sqrt{12} / L = 1.488 \cdot \sqrt{12} / 3 = 1.71$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = M / N > /2 = 3366.41 / 443.78 = 7.58 \text{ m} > 1.5 \text{ m}$$

- Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \{ 50 ; \min (67 \times e_0/h ; 100) \} = \max \{ 50 ; \min (177.57 ; 100) \}$$

$$\lambda = 1.71 < 100 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

- Calcul de ferrailage:

La répartition des contraintes dans la section :

$$\sigma_{max} = N/B + (M/I) * u$$

$$\sigma_{min} = N/B - (M/I) * u'$$

$$u = u' = 3 / 2 = 1.5 ; I = bh^3 / 12 = 0.3898 \text{ m}^4$$

$$B = b \times h = 0.2 \times 2.86 = 0.572 \text{ m}^2$$

donc:

$$\sigma_{max} = 443.78 / 0.572 + (3366.41 / 0.3898) * 1.5 = 13.730 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 443.78 / 0.572 - (3366.41 / 0.3898) * 1.5 = - 12.178 \text{ MPa}$$

Diagramme des contraintes :

$$L_c = (\sigma_{max} / (\sigma_{max} - \sigma_{min})) L = (13.73 / (13.73 + 12.178)) * 3 = 1.58 \text{ m}$$

$$L_t \text{ tendu} = L - L_c \text{ comprime} = 1.42 \text{ m}$$

$$T = (\sigma_{min} \times b_0 / 2) \times L_t = (12.178 \times 0.2 / 2) \times 1.42 = 1.729$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_s) = 1.729 / (400 / 1.15) = 49.70 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99 version 2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.20\% \cdot B = 0.002 \times 20 \times 142 = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$A's = A_s \cdot L / L_t = 49.70 \times 300 / 142 = 105 \text{ cm}^2$$

- Aciers de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 V / f_e = 1.1 * 1800.88 \times 10^3 / 400 = 49.5242 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimal :

Selon BAEL91 :

$$As = A's = A_{min} = \{ h / 1000 ; 0.23 b. d. f_{c28} / f_e \}$$

$$A_{min}^{BAEl} = 5.72 \text{ cm}^2$$

$$Avs = \{ A_{min}^{RPA} ; A_{Scalculé} ; A_{min}^{BAEl} \} = 105 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 2 (18HA20) de section 113.1 cm²

L'espacement entre les barres verticales recommandé par [3] est limité comme suit :

$$s < \min\{ 1.5 a ; 30 \text{ cm} \} = \min\{ 30 ; 30 \text{ cm} \} \text{ donc ; } s < 30 \text{ cm}$$

Alors on adopte :

-en zone d'about : s = 10 cm

-en zone courante : s = 15 cm

- Ferrailage horizontal :

$$A_H = Av / 3 = 105 / 3 = 35 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ pour une seule facette}$$

On adopte alors un ferrailage de 16HA14+6HA14 de section 36.69 cm²

Espacement de 14 cm

- Ferrailage minimal :

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 16.508 \text{ cm}^2 > A_{min}^{RPA} = 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée.}$$

- Ferrailage 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 :

$$\tau \leq \bar{\tau} = 0.2.f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.4.f_{c28} / 0.9.h.b = (1.4 \times 1800.88 / 0.9 \times 2.86 \times 0.2) \times 10^{-3} = 4.89 \text{ MPa} < \bar{\tau} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Selon BAEL91 :

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = Vu / b_0.d \leq \{ 15.f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \} = 3.26 \text{ MPa}$$

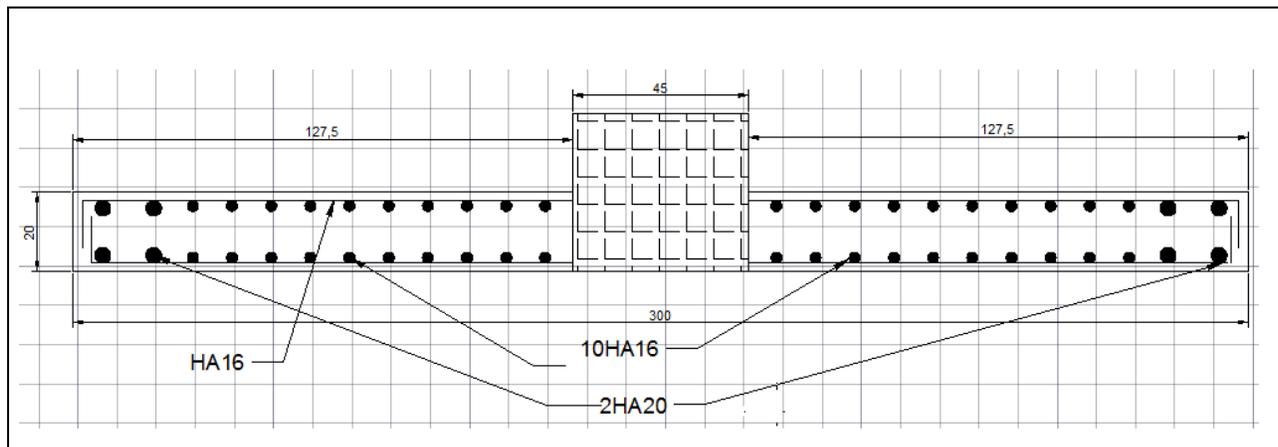
$$\tau_b = Vu / b_0.d = (1800.88 / 0.2 \times 3) \times 10^{-3} = 3 \text{ MPa} < 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

VI-4-5 : Tableaux récapitulatifs des résultats du ferrailage vertical :

Les résultats du ferrailage vertical des différents voiles pour toutes les zones seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Les voiles	Niveau RDC		Niveau e1		Niveau e2, e3e4, e5, e6	
	V_{x-x}	V_{y-y}	V_{x-x}	V_{y-y}	V_{x-x}	V_{y-y}
$A_{Scalcul} \text{ Cm}^2$	49.7	23.57	29.9	16.82	17.53	6.88
$L_T \text{ M}$	1.42	0.91	1.39	0.81	1.36	0.77
$A'_{scalcul} \text{ Cm}^2$	105	51.8	64.53	41.53	38.66	17.87
$A_V \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	49.52	37.86	45.56	39.28	37.51	29.99
$A_{BAEL} \text{ (cm}^2)$	5.72	5.72	5.72	5.72	5.72	5.72
$A_{RPA} \text{ cm}^2$	5.68	3.64	5.56	3.24	5.44	3.06
$A_{adop} \text{ cm}^2$	105.56	65.63	77.66	46.86	77.66	34.94
Description Des barres	2 (20HA16) 2 (4HA20)	2 (10HA16) 2 (4HA20)	2(20HA14) 2(4HA16)	2(10HA14) 2(4HA16)	2(20HA14) 2(4HA16)	2(10HA12) 2(4HA14)

Tableau VI-8 : ferrailages verticaux des voiles en zone III

VI-4-6 : Schéma du ferrailage :Figure VI-5 : ferrailage du voile V_{x-x} RDC

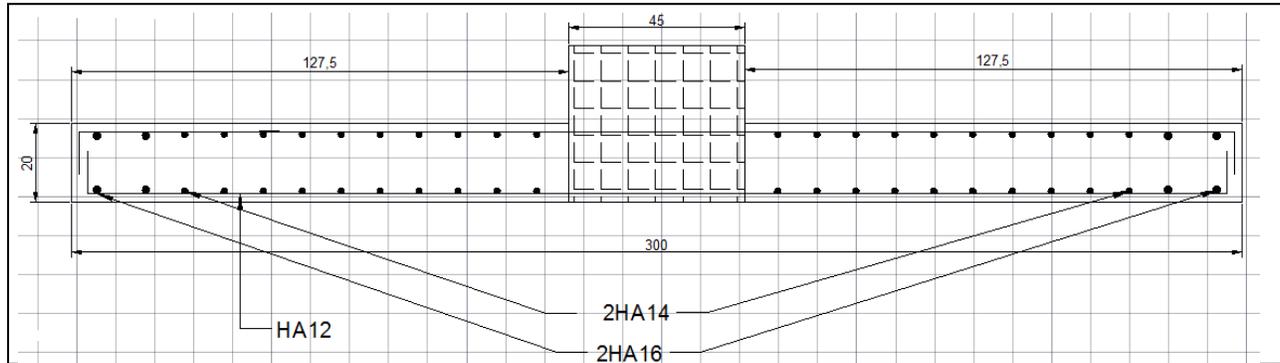


Figure VI-6 : ferrailage du voile $V_{X-x1^{er}}$ Etage

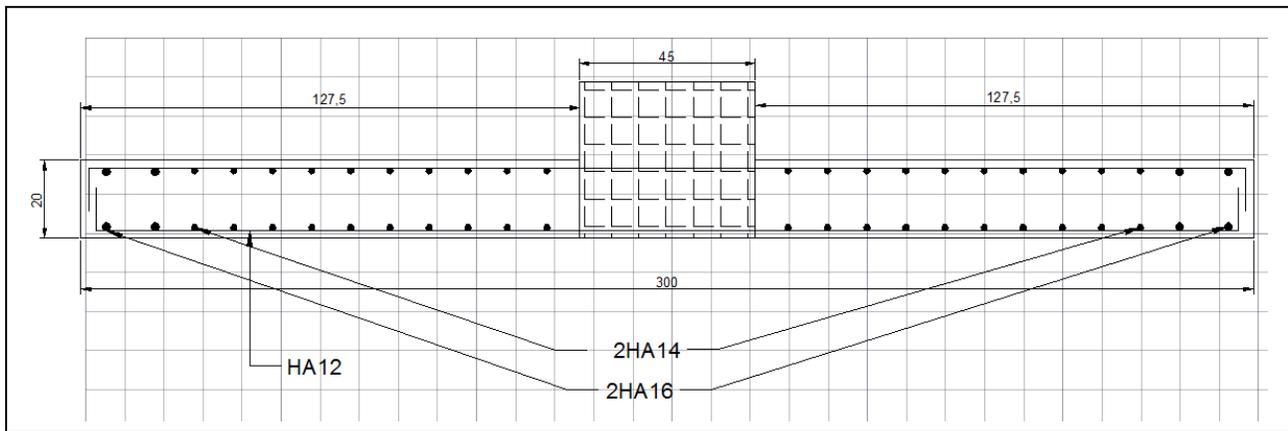


Figure VI-7 : ferrailage du voile $V_{X-x'2-3-4-5-6'}$ Etage

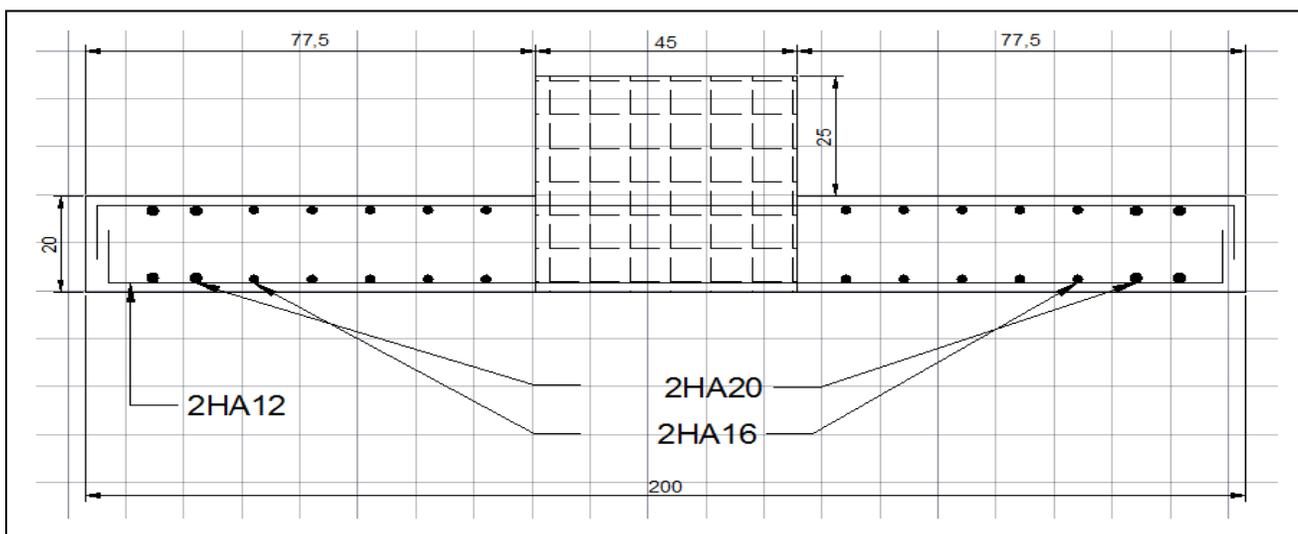


Figure VI-8 : ferrailage du voile V_{Y-yRDC}

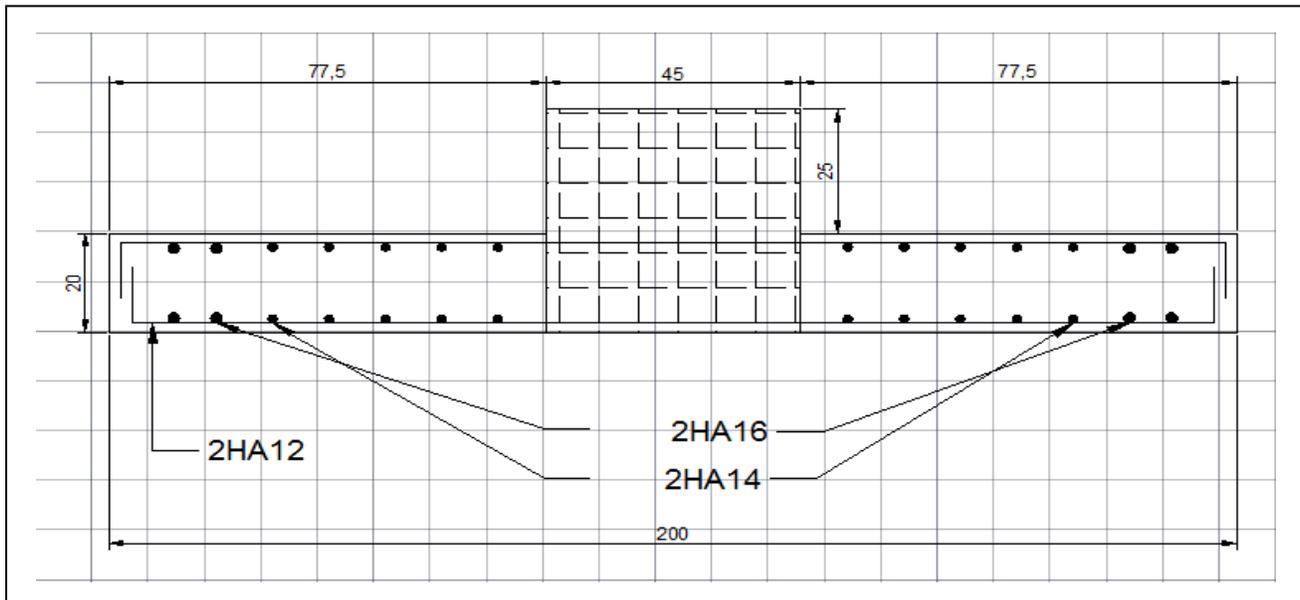


Figure VI-9 : ferrailage du voile V_{Y-Y} 1^{er} Etage

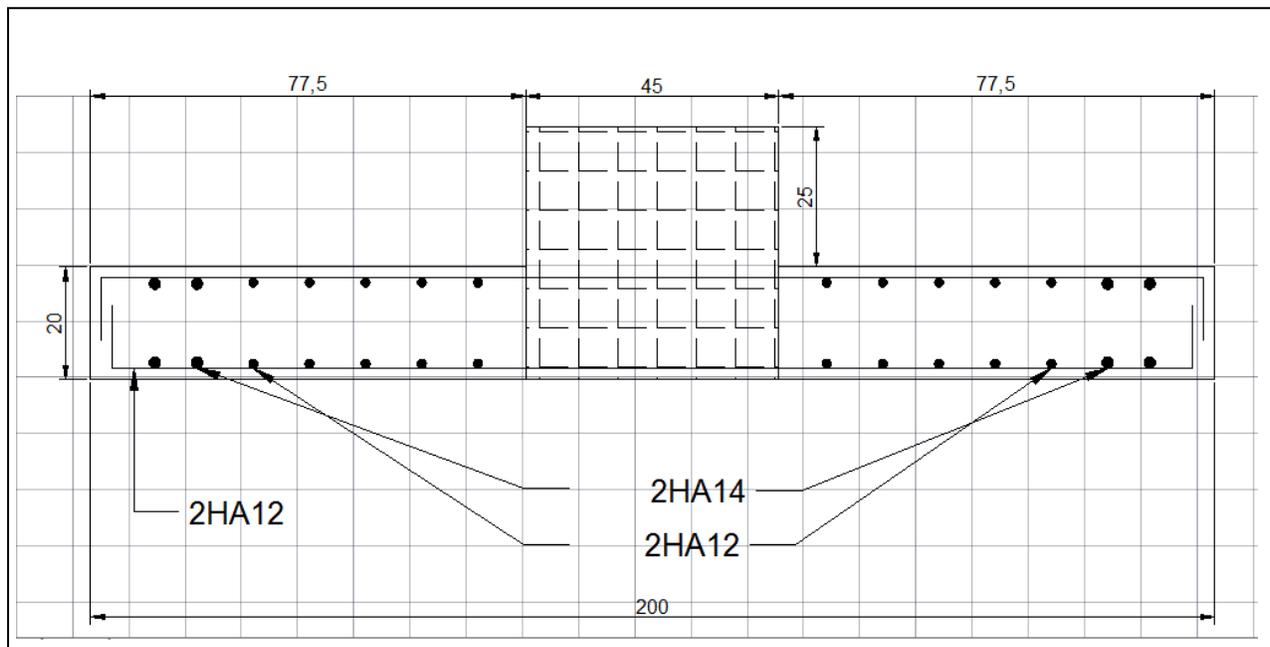


Figure VI-10 : ferrailage du voile V_{Y-Y} "2-3-4-5-6" Etage

VI-5 : Conclusion:

- Etude des éléments structuraux il s'agit d'une étude de base afin de réaliser un bâtiment intégré capable de résister à tous les obstacles, car nous nous appuyons dans cette étude sur le calcul des surfaces armature pour les éléments structuraux.
- Eléments structuraux et représentés dans les poteaux les poutres (pp , ps) les voiles.
- Ces éléments jouent un rôle important dans la stabilité de la structure, car ils supportent les charges provenant des planchers vers les poutres , Qui à son tour le distribue aux poteaux et voiles Jusqu'à ce que vous atteigniez aux l'infrastructure.

CHAPITRE VII:

Etude de l'infrastructure

VII : étude de l'infrastructure :

VII-1 : introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble .

Il existe deux types de fondations : les fondations superficielles et les fondations profonde

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 :

Le choix de type des fondations dépend aux critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.

Caractéristiques géotechniques du sol :

- La contrainte du sol est $\delta_{sol} = 2$ bars
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^{\circ}$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

VII-3 Semelle isolée sous poteaux :

En considérant uniquement les efforts de N_s max :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{1243.41}{200} = 6.21 \text{ m}^2$$

$$A = B = \sqrt{6.21} = 2.49 \text{ m}$$

Vérification du taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment

$$\frac{\sum S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{310.5}{508.655} = 61.04\%$$

Le taux de la section des semelles par rapport à celle du bâtiment est très important et supérieur à 50 %. Ce qui va provoquer un chevauchement. Alors on va opter pour des semelles filantes. RPA99/V2003 (Article 10.2)

VII-4 : Semelles filantes :

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 coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i = \text{KN}$.

Calcul de la largeur de la semelle filante :

$$B.L = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}.L} = \frac{7447.77}{200 \cdot 30.55} = 1.21 \text{ m}$$

Donc on prend la largeur de la semelle filante $B = 1.3 \text{ m}$

Calcul de la hauteur de la poutre de rigidité :

$$e = \frac{L}{6} = \frac{5}{6} = 0.83 \text{ cm}$$

Donc on adopte une hauteur $h = 0.9 \text{ cm}$

Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h_t = d + 5$$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne. La hauteur utile vaut :

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.3-0.45}{4} = 0.21 \text{ m}$$

Donc on adopte une hauteur $H_t = 0.3 \text{ m}$

VII-4-1 Vérification au non poinçonnement : BAEL (art 5.2.4.2)

Le poinçonnement d'une dalle se manifeste par ce que celle-ci est sollicitée par des charges concentrées élevées. Les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée. (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 plan moyen .

Le calcul sera fait pour le poteau le plus sollicité :

$$a' = a + h = 0.45 + 0.40 = 0.85 \text{ m}$$

$$b' = b + h = 28.55 + 0.40 = 28.95 \text{ m}$$

$$\mu_u = 2(\alpha' + b') = 59.6 \text{ m}$$

$$N_U = 1243.41 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_u \times h \times \frac{F_c}{\gamma_b} = 13410 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures résistant au poinçonnement ne sont pas nécessaires.

VII-4-2 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 :

$$N_u = 1243.41 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_u(A - \alpha)}{8d\delta_s} = \frac{1243.41(1.30 - 0.45)}{8 \times 0.35 \times 348} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA16** de section $A_s = 12.05 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$\text{Esp} = 100 \text{ cm} \times \frac{1HA16}{12.05} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{Esp} = 15 \text{ cm.}$$

VII-4-3 Ferrailage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = \frac{16.67}{4} = 4.16 \text{ cm}^2$$

soit : 6HA10 de section $A_r = 4.71 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement 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: $St = 20 \text{ cm}$

Tableau récapitulatif du ferrailage des semelle filante :

Semelle	L(m)	B(m)	H(m)	Nu (KN)	A _{Scalcul} (cm ²)	A _{Sadopte} (cm ²)	Designation	Ar (cm ²)	Designation
S.F.1	30.55	1.3	0.4	1243.41	10.84	12.05	6HA16	4.71	6HA10
S.F.2	10.50	1.3	0.4	875.9	7.6	9.24	6HA14	4.71	6HA10

Tableau VII-2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des semelle filante

VII-5 : Etude de la poutre de libage :

Moment fléchissant :

sur appuis :

$$M_a = 275.23 \text{ KN.m}$$

En travé :

$$M_t = 603.04 \text{ KN.m}$$

VII-5-2 Calcul du ferrailage :

VII-5-2-1 Armatures inférieures :

Le calcul se fait en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment inférieur maximal :

$M_a = 275.23 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

$M_{a_{\max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z_u	A_{st} (cm ²)
275.23 KN.m	0.039	0.49	0.804	9.83

Tableau VII-3 : ferrailage inférieur de la poutre de libage

On adopte un ferrailage 6HA16 de section $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

VII-5-2-2 Armatures supérieures :

Le calcul se fait aussi en flexion simple d'une poutre renversée en prenant le moment supérieur maximal

$M_a = 703.04 \text{ KN.m}$, le tableau ci-dessous représente les résultats des calculs :

$M_{a_{\max}}$ (KN.m)	μ_{bu}	α_u	Z_u	A_{st} (cm ²)
603.04 KN.m	0.115	0.153	0.938	18.47

Tableau VII :4 : ferrailages supérieurs de la poutre de libage

On adopte un ferrailage 6HA20 de section $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

VII-5-2-3 Armature de répartition :

Espacement minimal : [RPA 99 version 2003]

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12 \times \varphi_1 \right) = \text{Min} (22.5, 24) = 22.5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 45 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Alors: $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 5.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$ [3]

	Position	$M_{a \text{ max}}(\text{Kn})$	μ_{bu}	α_u	Z_u	$A_{st \text{ calculi}} (\text{cm}^2)$	$A_{st \text{ adopte}}$	Désignation
Libage S.F.1	Supérieure	603.04	0.115	0.153	0.938	18.47	18.85	6HA20
	Inférieure	275.23	0.039	0.49	0.804	9.38	12.06	6HA16
Libage S.F.2	Supérieure	403	0.27	0.4	0.84	13.78	14.32	4HA16 2HA20
	Inférieure	210	0.14	0.18	0.92	6.55	6.79	6HA12

Tableau VII-5 : récapitulation du ferrailage des poutres de libage

VII -6 : 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>

VII-6-1 :Dimensionnement de la longrine :

Selon (art.10-1-1) [3], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S4) on prend une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

VII-6-2 Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 ($A = 6.79 \text{ cm}^2$)

Armatures transversales :

On prend : 4 φ 6 ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

VII -7 : Schématisation du ferrailage :

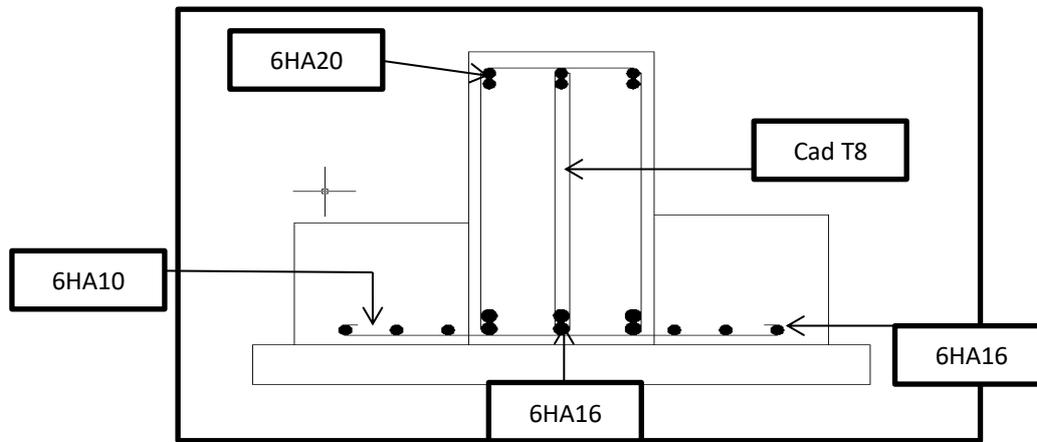


Figure VII-3 : ferrailage de la semelle filante SF1.

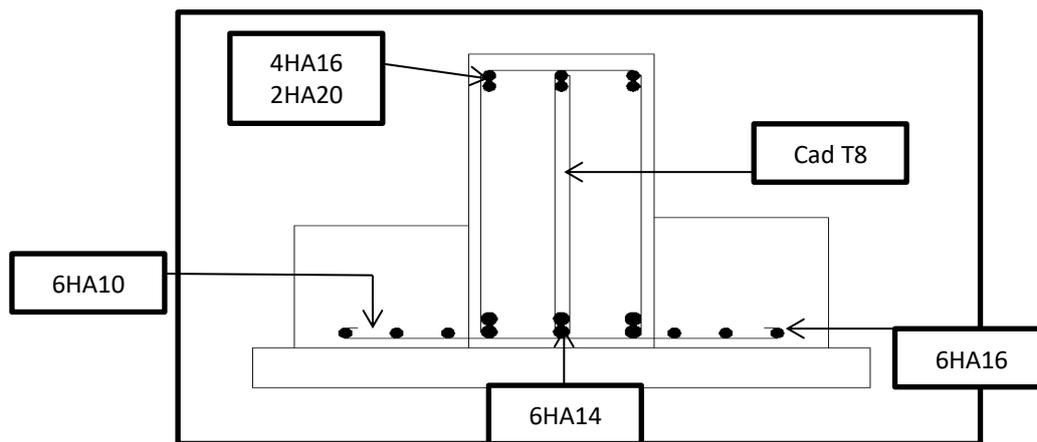


Figure VII-4 : ferrailage de la semelle filante SF2.

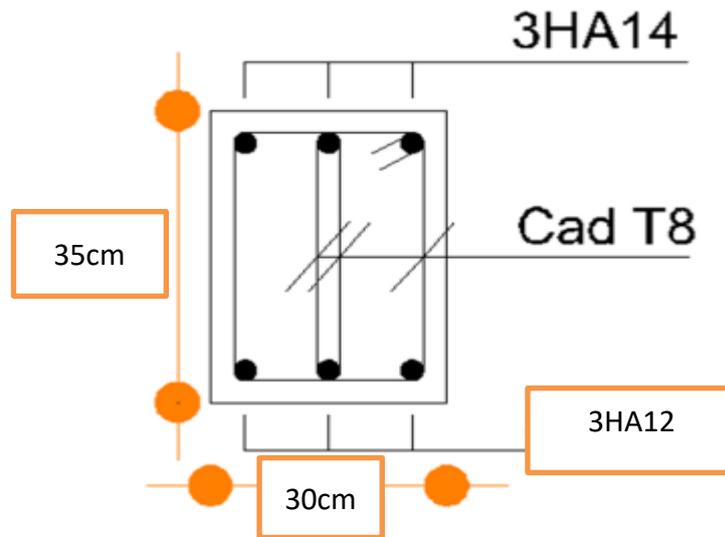


Figure VII-6 : ferrailage de longrin

VII -7 : Conclusion :

- Le type de la fondation est choisie selon 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 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.
- Les fondations doit être placé sur le bonne sol OÙ il transfère les charges provenant des éléments structuraux vers ces dernières.

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 escaliers, nous a permis de conclure ce qui suit :

La position de l'escalier affecte la stabilité du bâtiment

L'effet des escaliers sur le bâtiment apparaît dans le chapitre 5 lorsque nous comparons les résultats des déplacements des étages dans chaque cas d'étude.

L'équilibre du bâtiment doit être préservé en choisissant une position appropriée pour les escaliers 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.

L'escalier est un élément important, car cet élément doit rester, notamment en cas de sinistre, car les résidents l'utilisent pour sortir du bâtiment, et il doit également pouvoir recevoir ces charges dans ce cas.

Après avoir fait quelques recherches, j'ai vu que chez certaines tantes ils mettaient des jointes, afin d'isoler les escaliers et de les garder en sécurité en cas de sinistre.

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 :

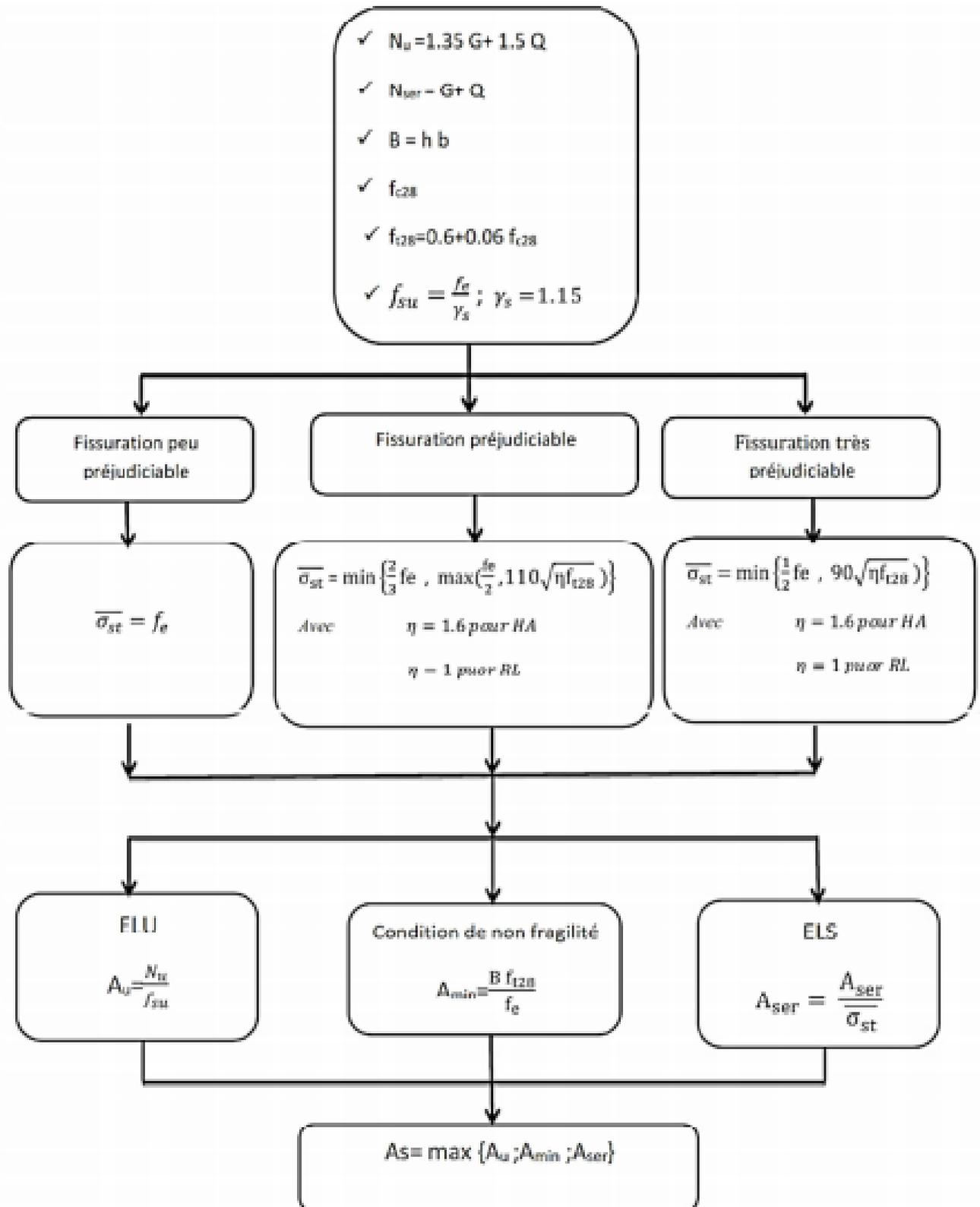
- Béton armé ; Mr LOGZIT.
- Dynamique des structures ; Mr MAZOUZ.
- Thèses des années précédentes.

LOGICIELS :

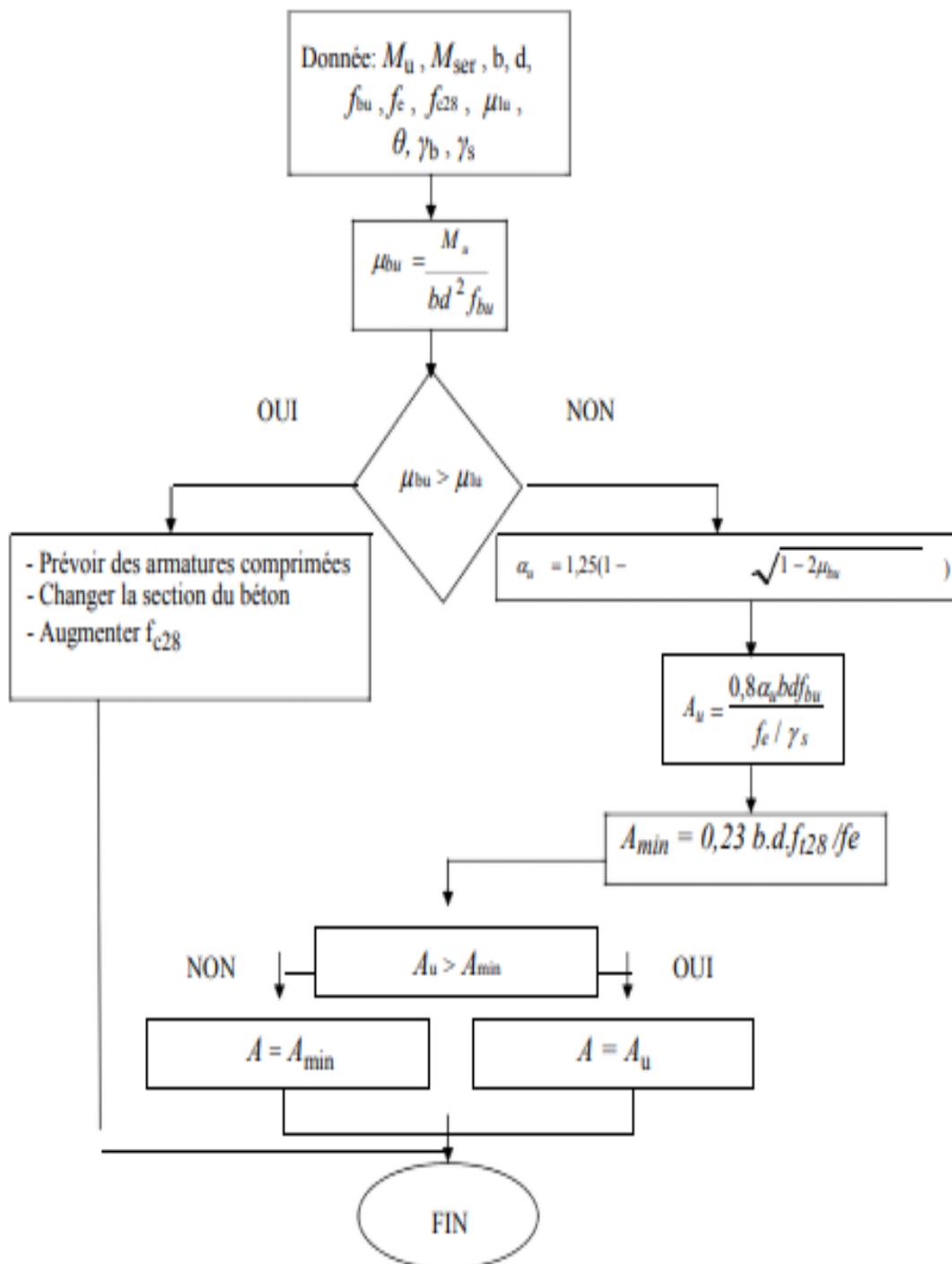
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2013.
- AUTO CAD 2013
- SOCOTEC
- WORD 2010

LES ANNEXES :

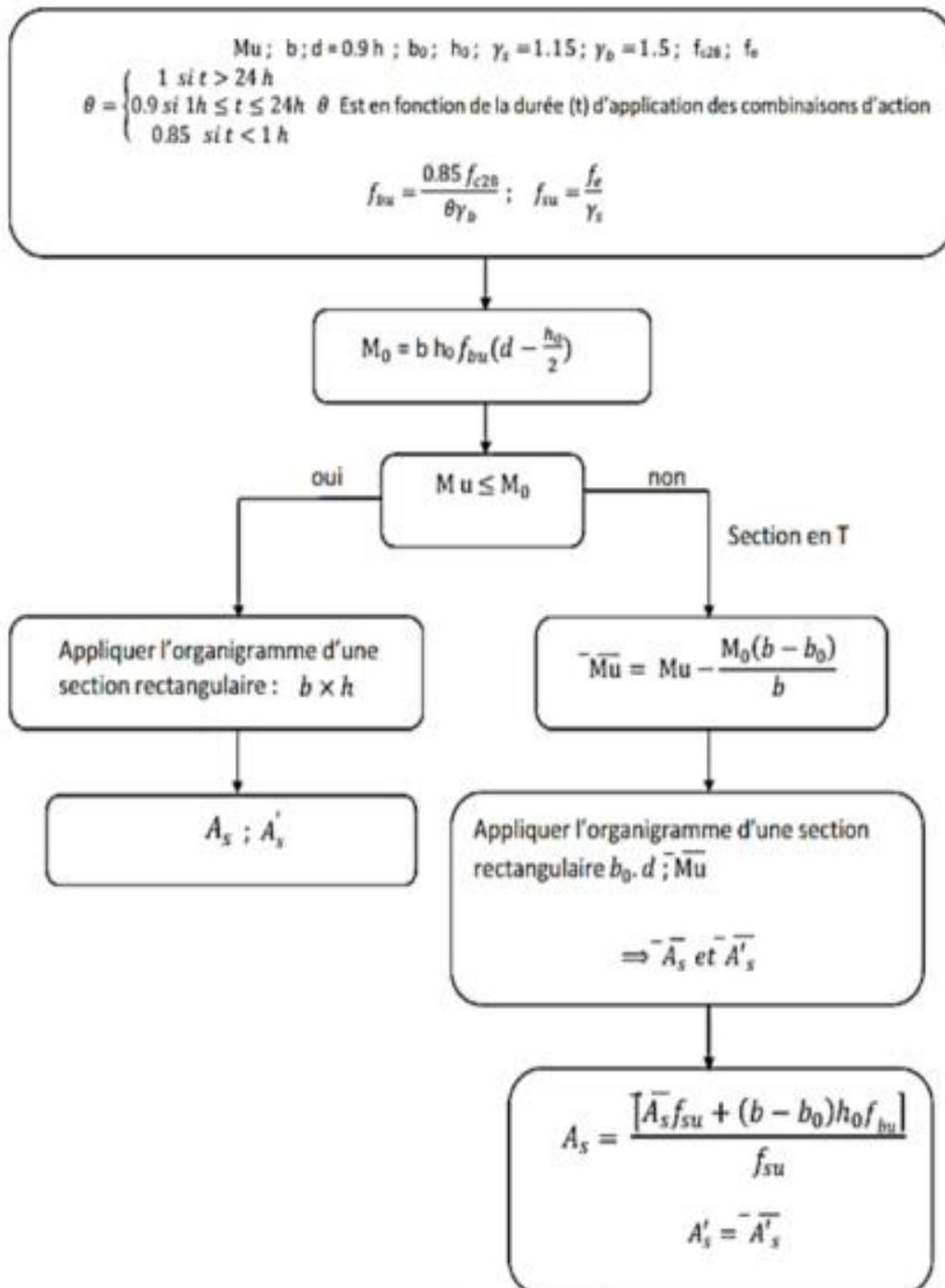
Organigramme.1.Traction simple:



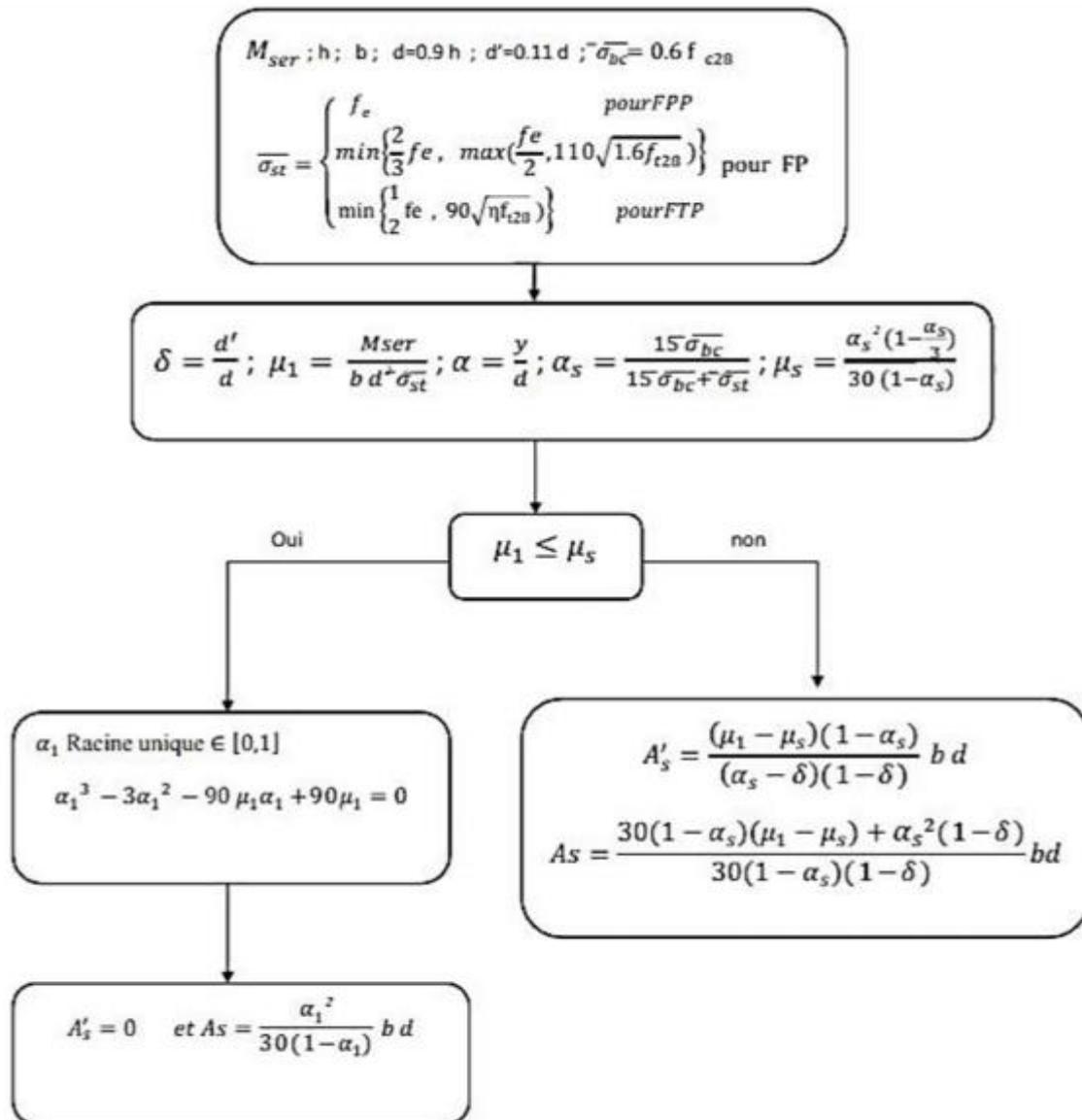
Organigramme.2.Flexion simple d'une section rectangulaire à l'ELU :



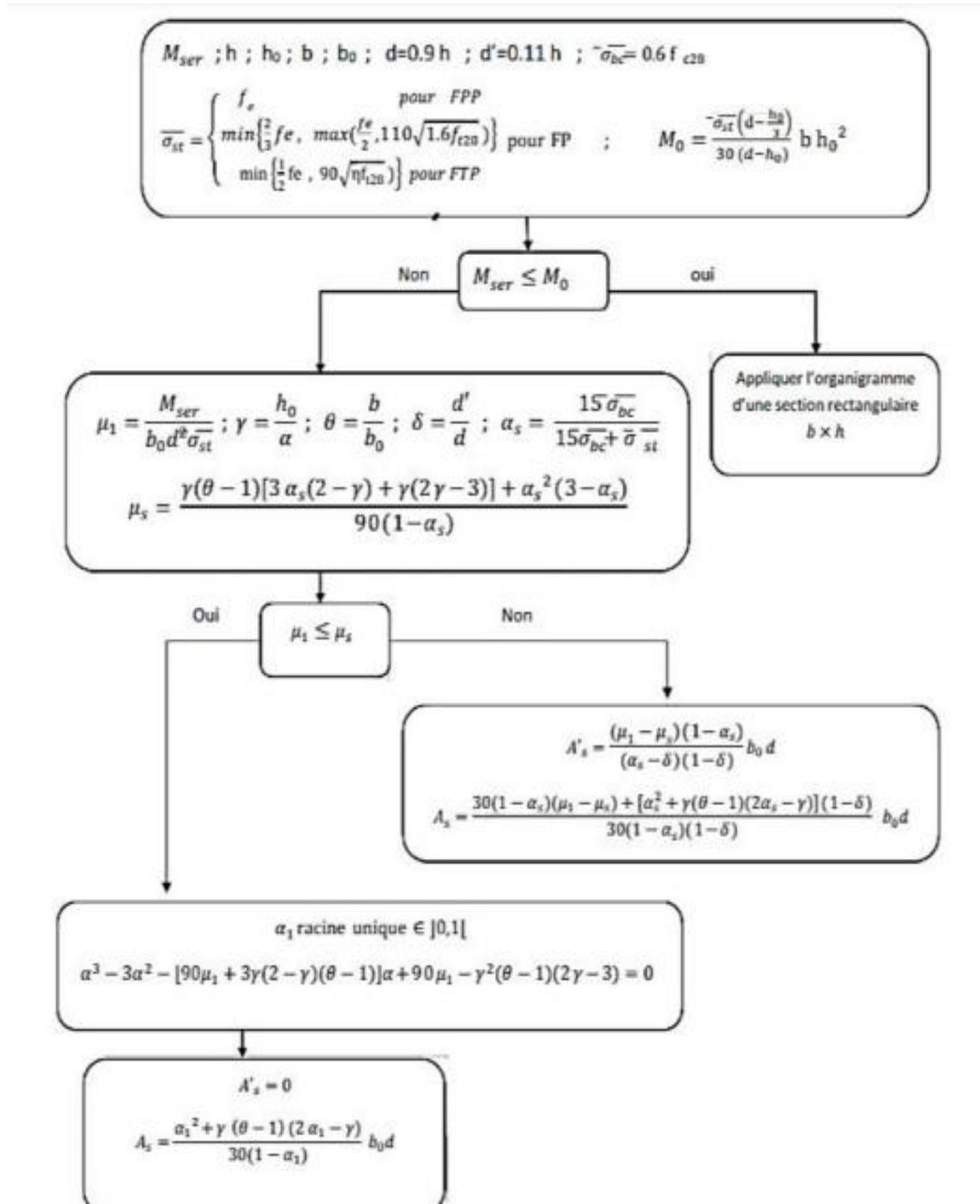
Organigramme.3.Flexion simple d'une section en T à l'ELU :



Organigramme.4. Calcul d'une section rectangulaire à l'ELS en flexion simple :



Organigramme.5.flexion simple à l'ELS d'une section en T :



Organigramme.6. Calcul d'une section rectangulaire à L'ELU en flexion composée :

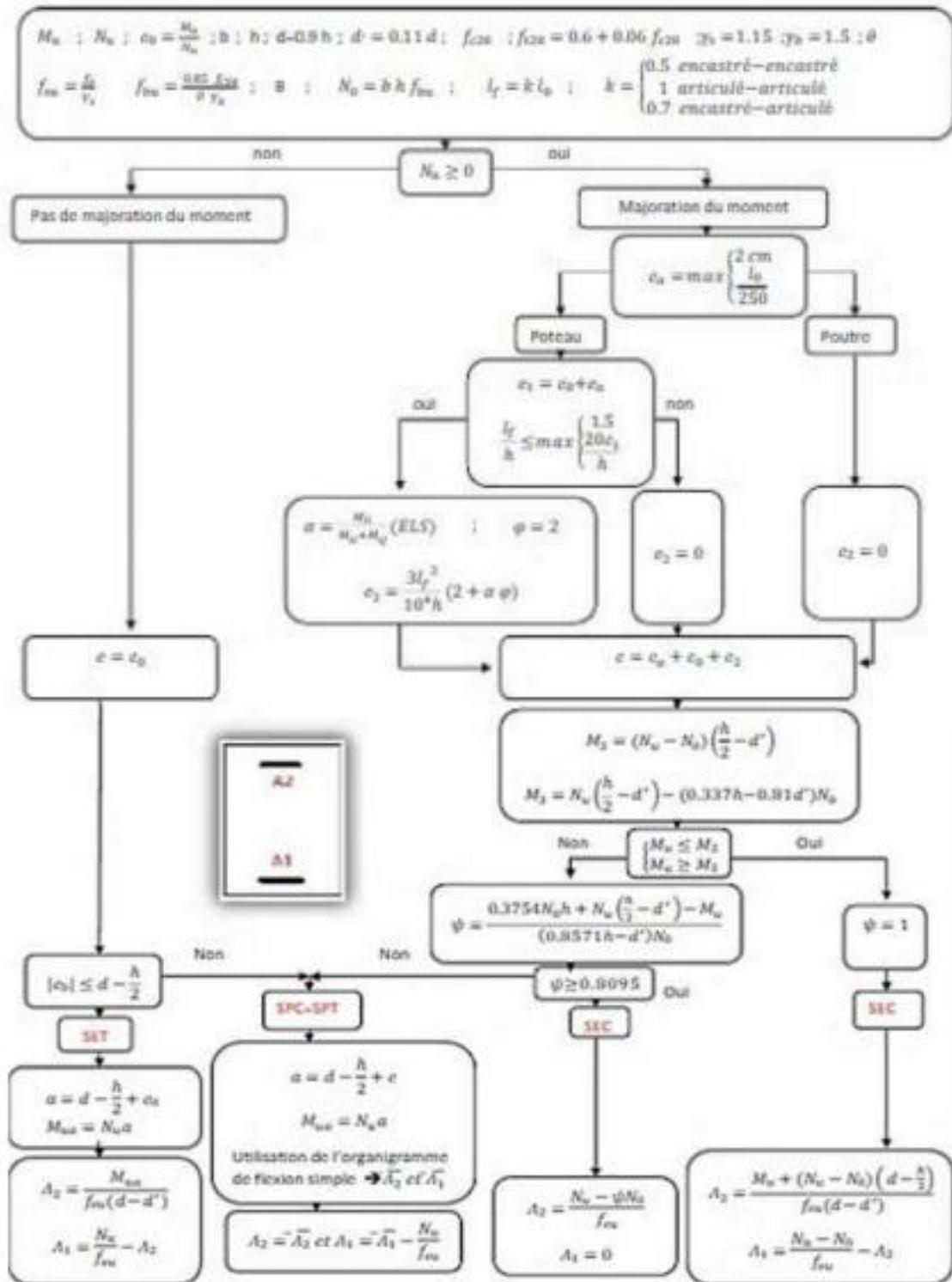


Tableau.1. Section réelles d'armatures Section en cm² de N armature ϕ en mm :

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

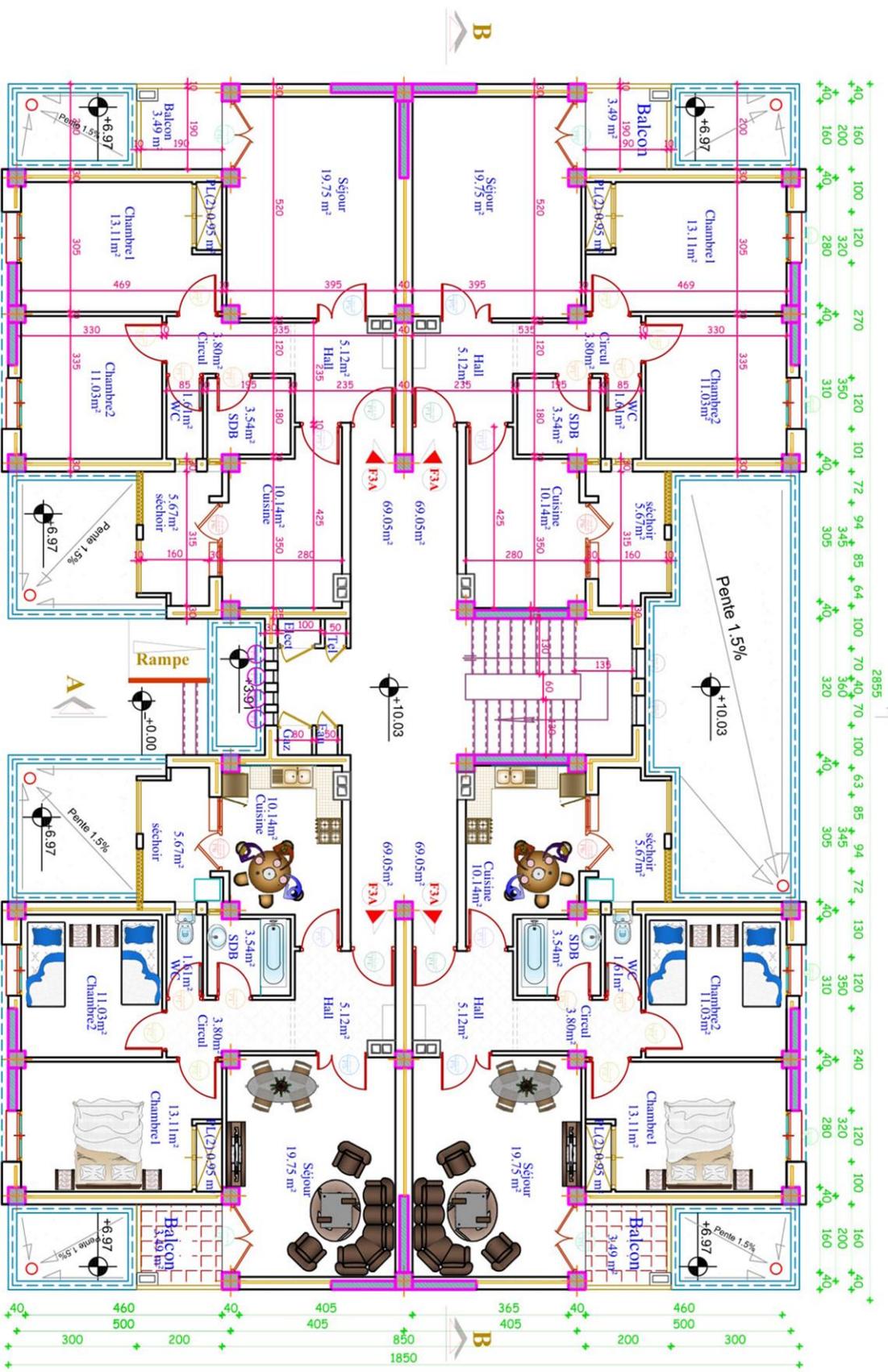
Les plans :



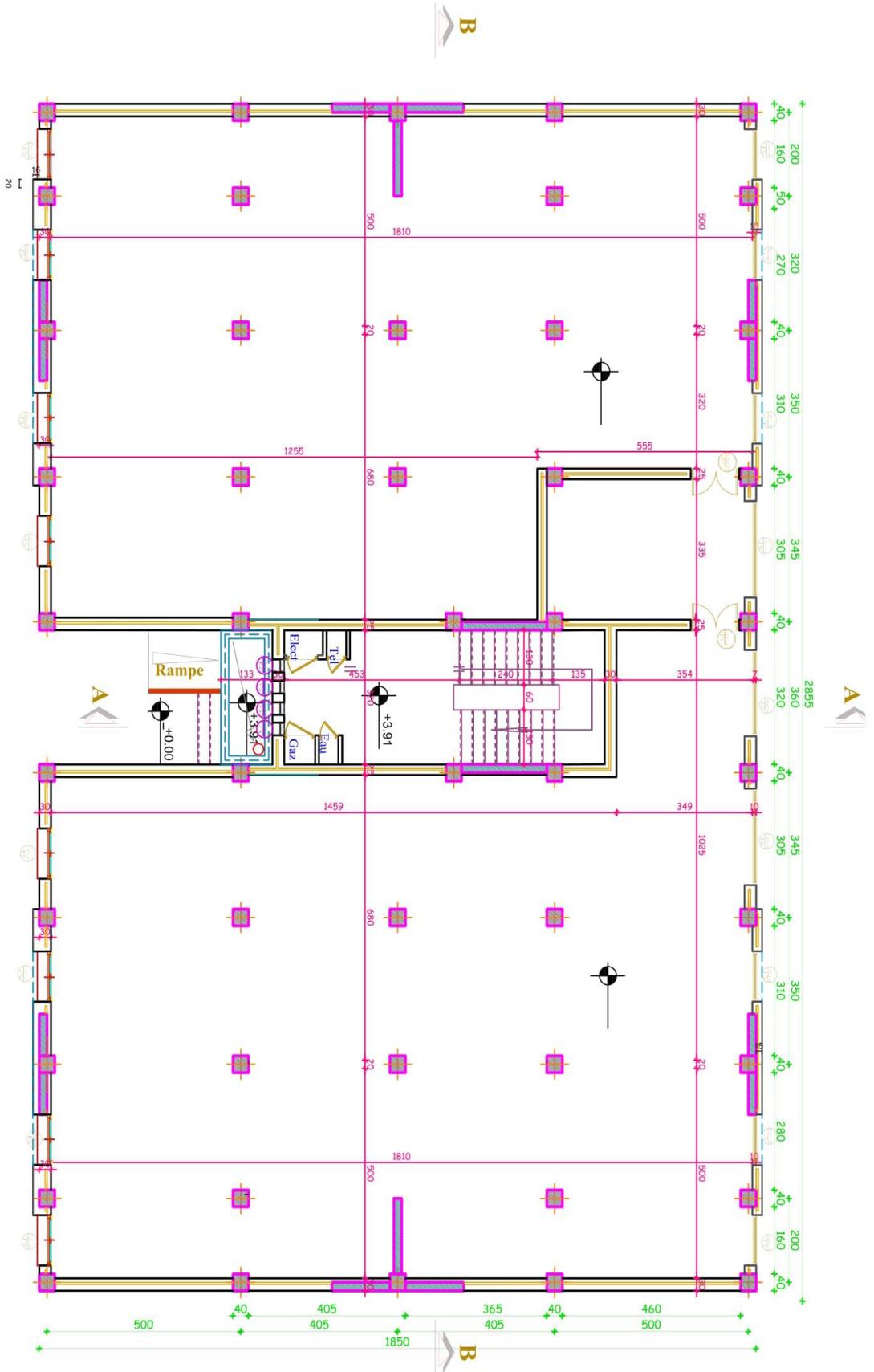
FAÇADE POSTERIEURE



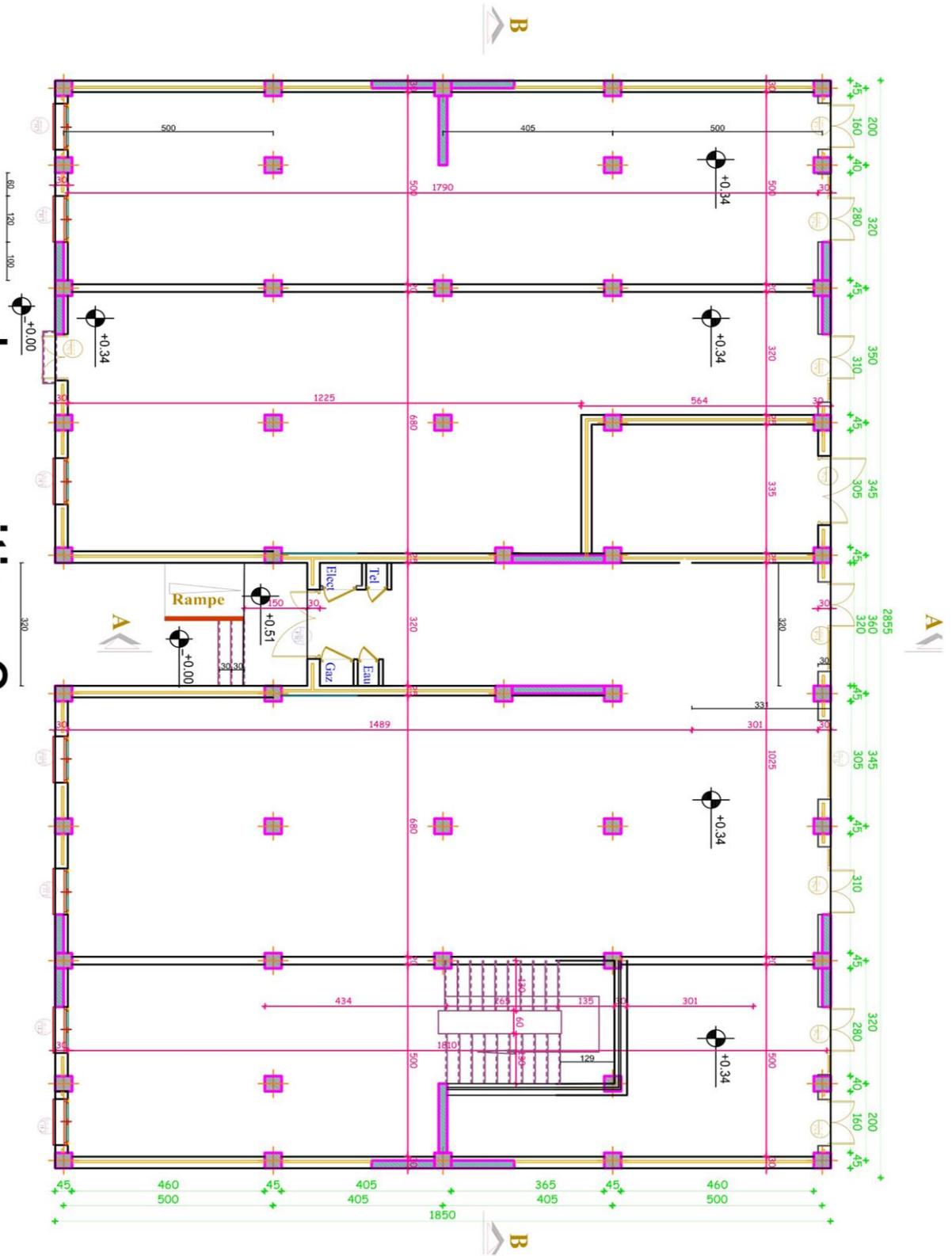
ETAGE COURRANT

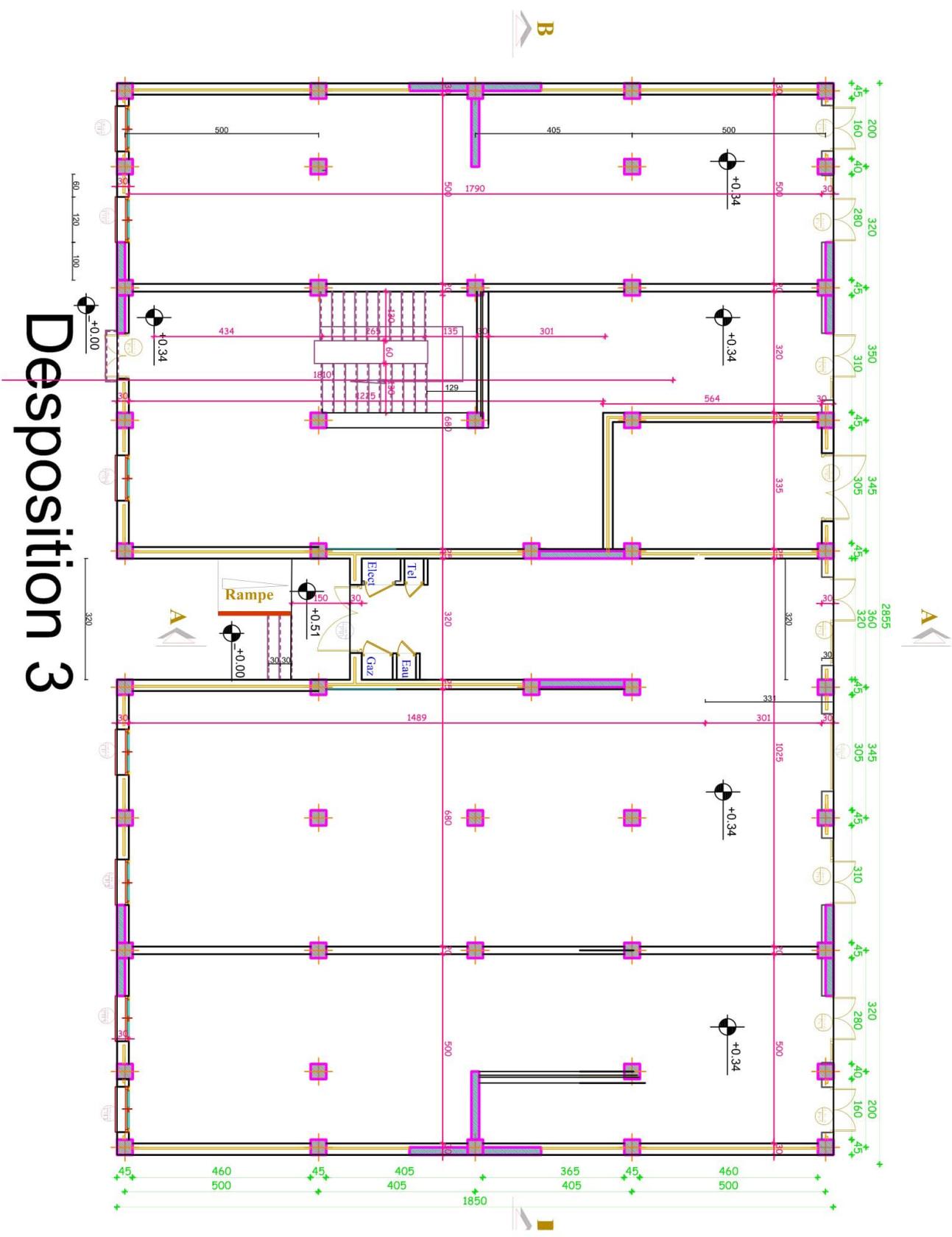


1er ETAGE



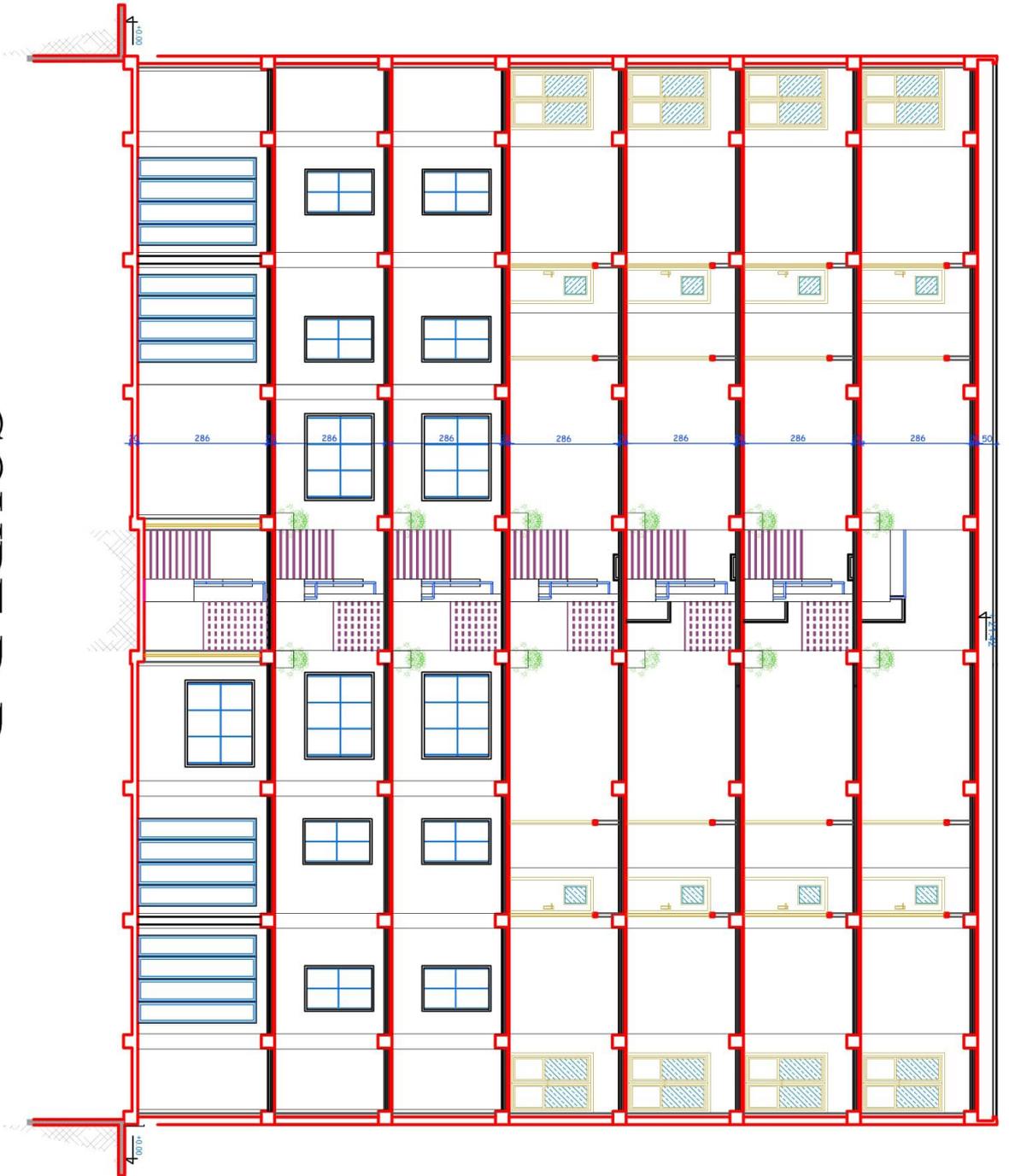
deposition 2

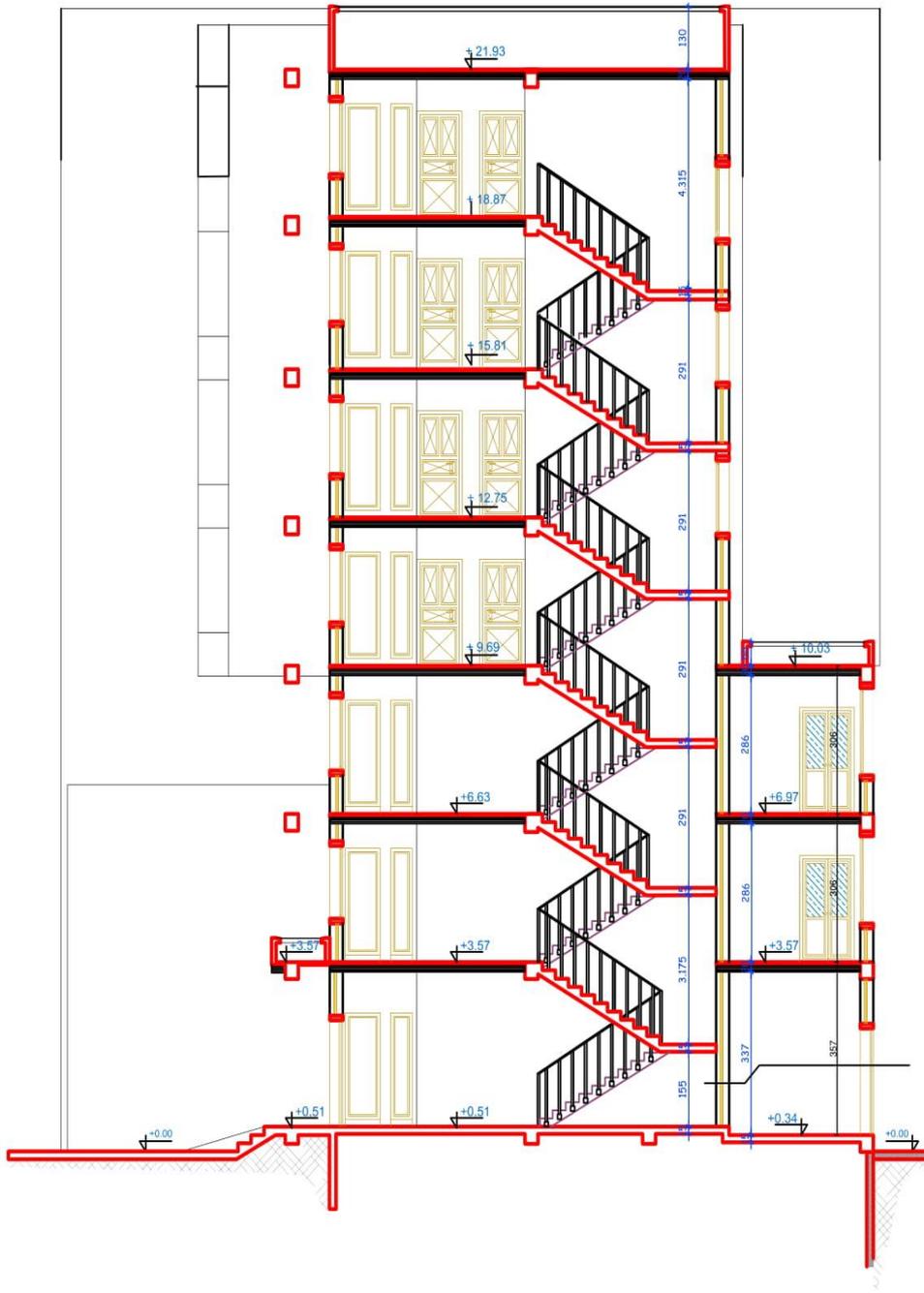




Deposition 3

COUPE B-B

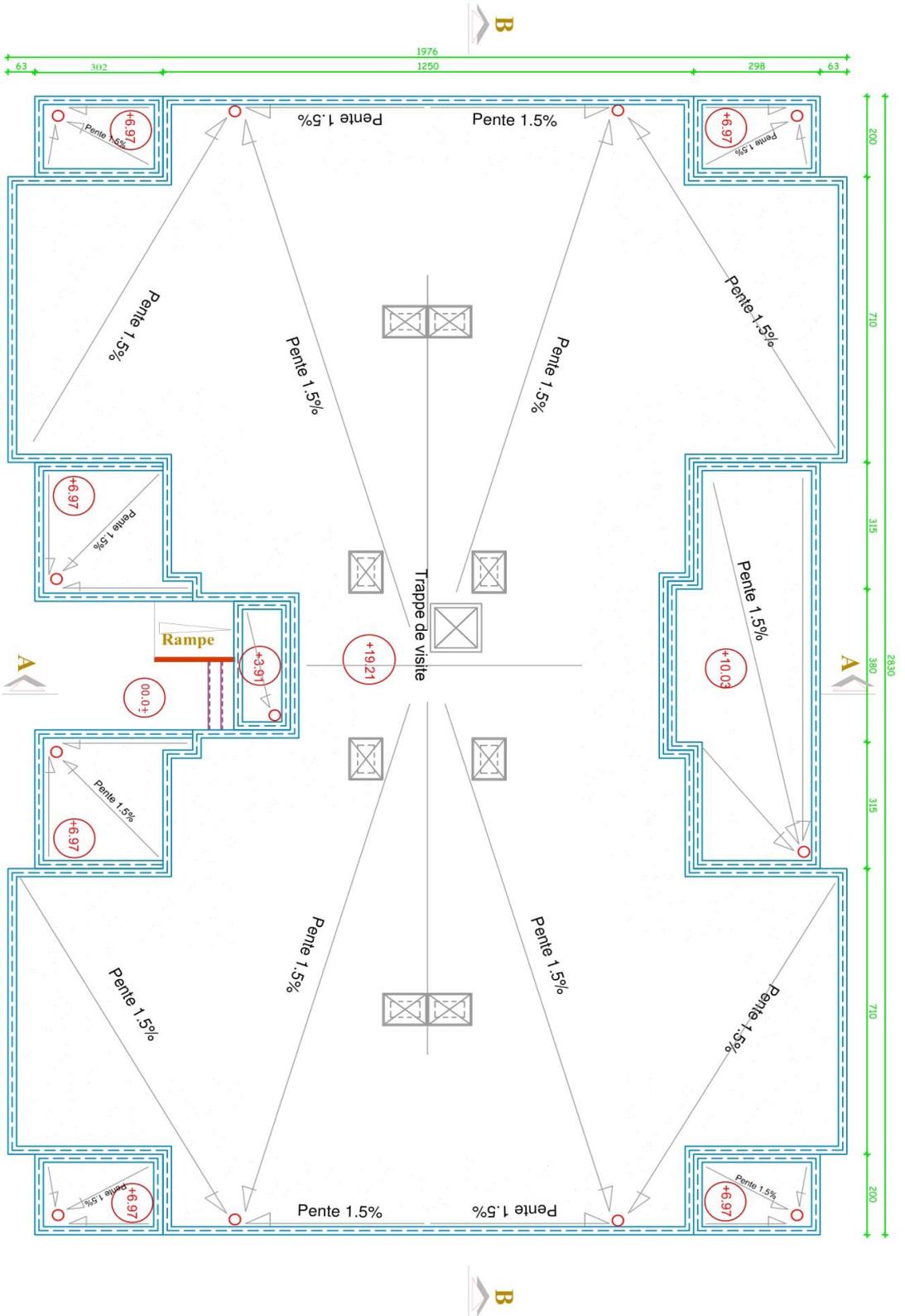


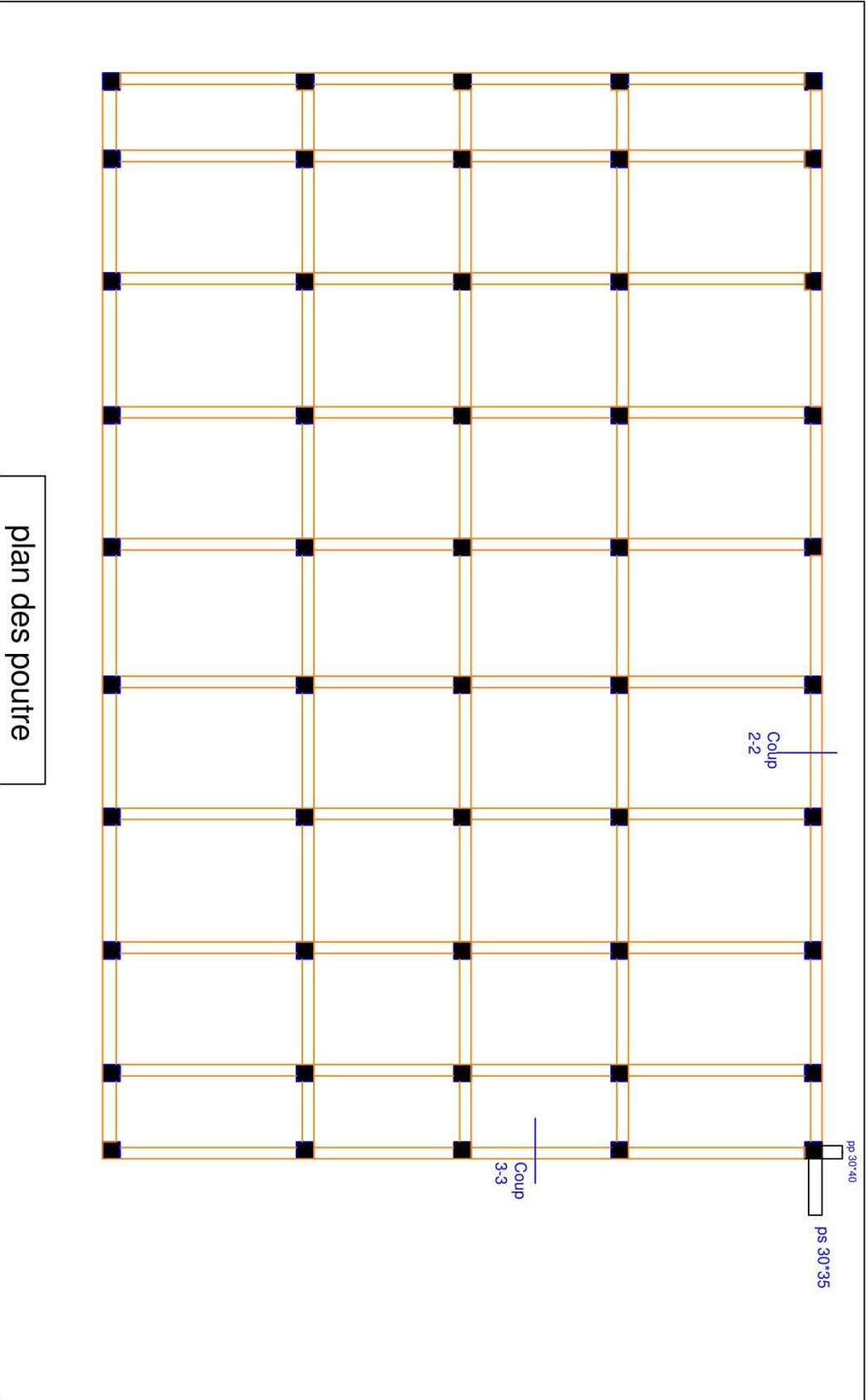


coupe 1-1

COUPE A-A

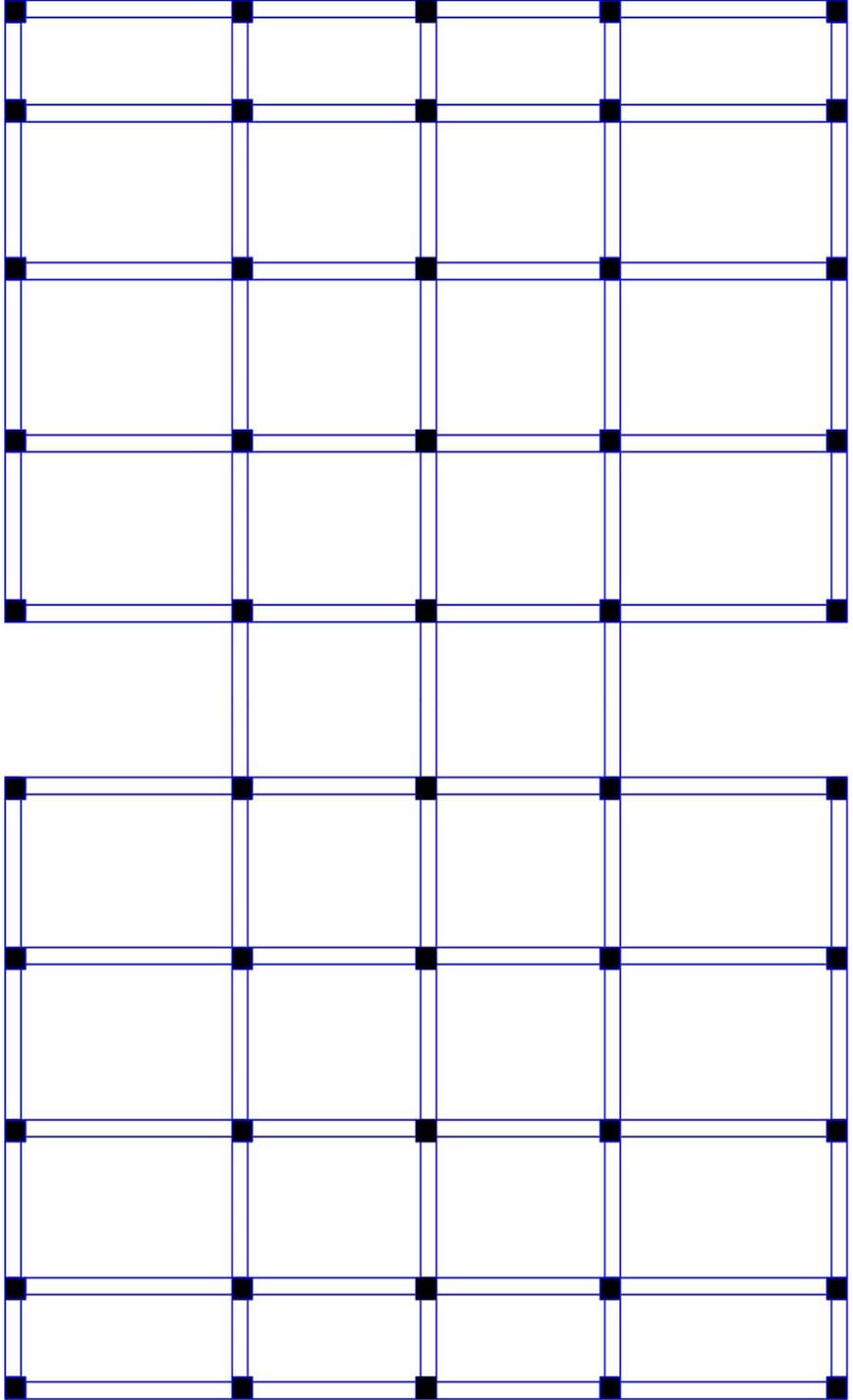
TERRASSE

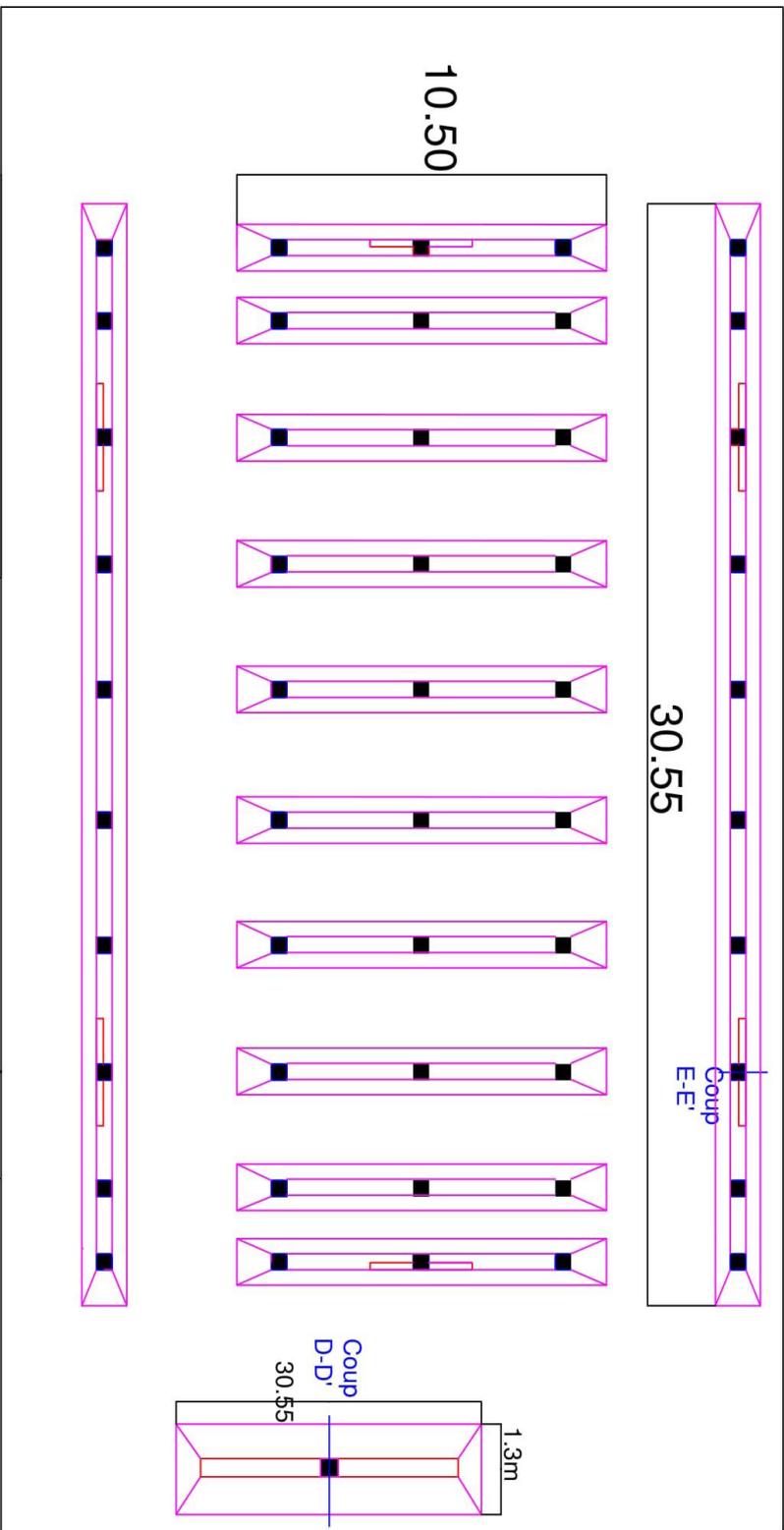




plan des poutres

plan poutre de longrine



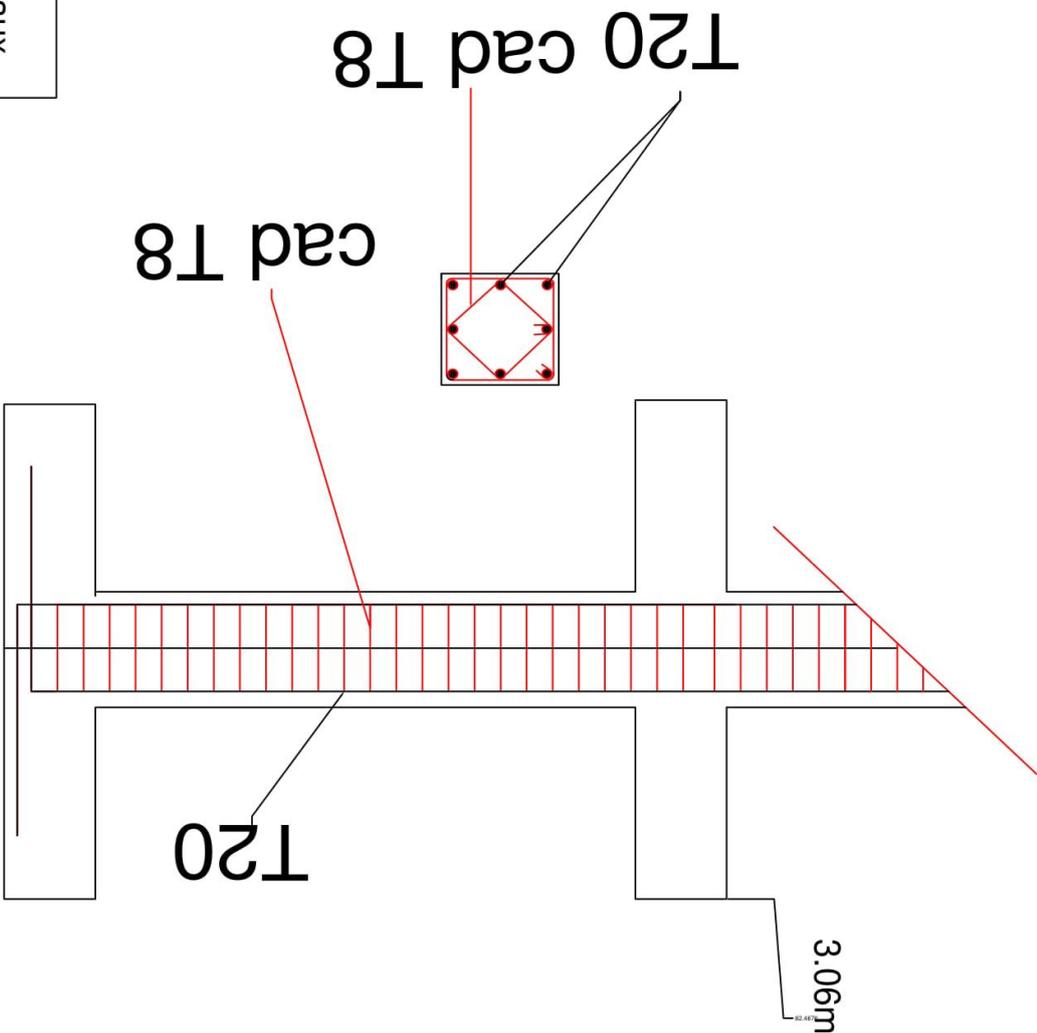


plan de fondation

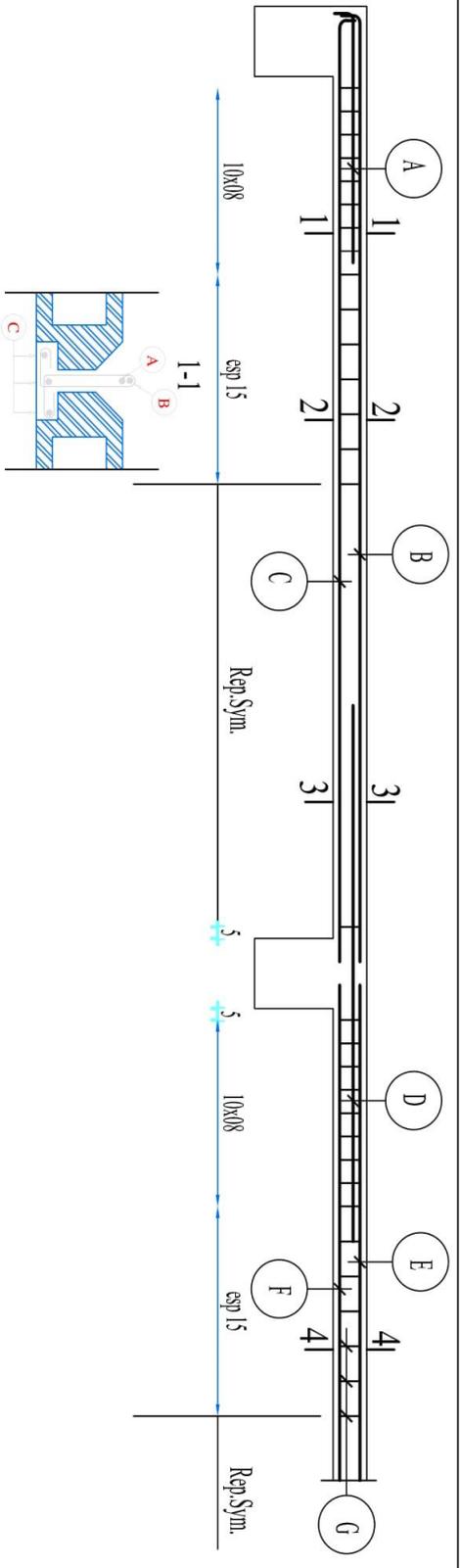
coupe 1-1

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

plan ferrailage des poteaux



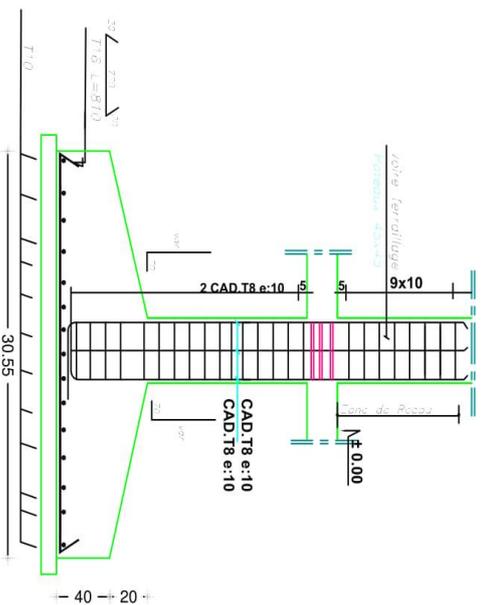
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



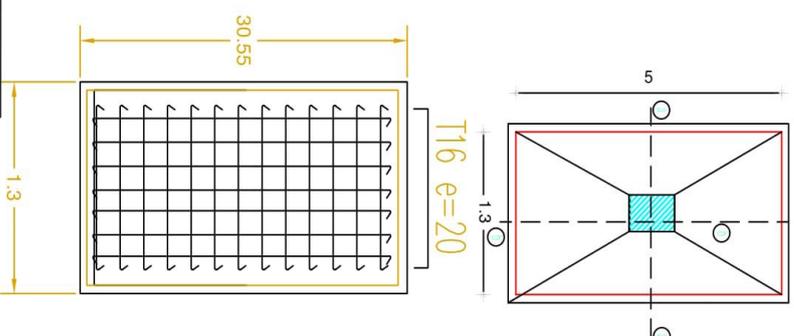
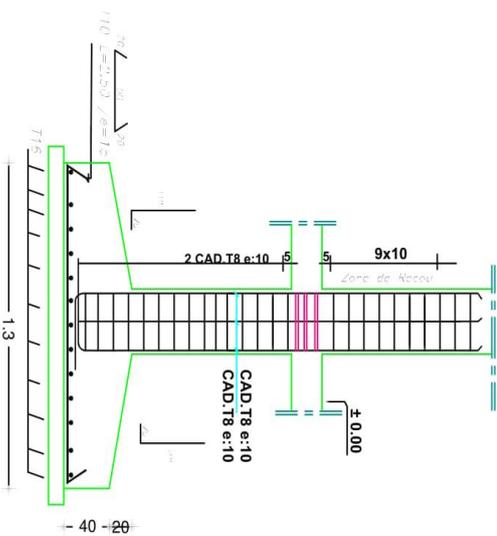
NERWURE -TYPE

S4= 30.5 X 1.3 X 0.6

Coupe b-b



Coupe a-a



plan ferrailage des semelles filents 30.5 m

