

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عمار تليجي - الاغواط
Université Amar Telidji – Laghouat



Faculté de Génie Civil et d'architecture
Département de Génie Civil
*Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du
Diplôme Master en Génie Civil*
Option : Structure
Thème

***Etude d'un bâtiment R+5+Sous-Sol à
usage d'habitation***

Présenté par :

- FARHI Zakaria
- CHANAOUI Soumia

Membres de jury

Mr	AZZOUZ Lakhdar	Professeur	Président de jury
Mr	BENGUIT Ammar	MAA	Examinateur
Mme	BENMILOUD Meriem	MAA	Encadreur

Promotion :2020/2021

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail, et nos parents pour leurs soutien et leurs sacrifices.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur

Mme.BENMILOUD Meriem .

Pour son soutien, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce mémoire et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux au celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dedicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Avec joie, fierté et respect, Je dédie ce mémoire :

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 mon frère et compagnon sur mon chemin, et cette vie sans toi n'est rien avec toi. Sans toi, je serai comme n'importe quoi à la fin de mon voyage.

Je veux te remercier pour tes nobles positions "Abdessamie"

Aux cœurs purs et doux et aux âmes innocentes aux brises de ma vie Mes frères Zakzak, Batoul, Salima, Muadh, Sajida, Abdellah.

*À mon âme sœur et compagnon derby, ma cousine *Amina**

*A la femme de bon cœur, ma sœur que ma mère n'a pas mis au monde
*Roka**

*Aux frères sincères, à ceux qui se caractérisent par la loyauté et le don, à la fontaine de l'honnêteté *Sabrina ; khadidja ;*

*Amel(D) ; Batoul ; Fiaza ; Chaima ; Djahida ; Kaltoum ; Nadjat ; Rahma ;
Asma ; Zianab ; Ismahan ;*

*A mes chers cousins *Hassina ; Naima ; Khawla ;*

*Aux cœurs tendres, À la plus grande entité de l'univers Mes oncles
Mustapha ; Krimo ; A.elfttah*

A l'âme qui habitait mon âme : Mustapha

A ma chère famille : CHANAOUI et BENMBIRIKE

A ma deuxième famille sans exception : OUENES

*Je ne saurai terminer sans citer mes amis *Naima ; Samia ; Safia ; Bati
A mes amis de Génie Civil.*

A tous mes professeurs du Département de Génie Civil

Enfin je le dédie à tous mes amis que je n'ai pas cités et à tous ceux qui me connaissent.



Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation ; Mon frère et mes sœurs ; Toute ma famille et mes amis ; à tous les camarades et Tous les enseignants qui nous ont dirigé vers la porte de la réussite.

FARHI Zakaria.



ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مبنى ذي طابع سكني مكون من طابق أرضي زائد 5 طوابق بالإضافة الى طابق تحت الأرض، يتم انجازه بولاية سطيف والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

والهدف من هذه الدراسة هو إعطاء الأبعاد وتسليح كل عناصر هيكل البناية، والتحقق من استقرارها ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية بواسطة العارضات، الأعمدة، الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة والأساسات. تمت الدراسة الحركية باستعمال برنامج

Autodesk Robot Structural Analysis.

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003).

Résumé

Ce projet est une étude d'une structure à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus 5 étages plus un sous-sol, qui sera implanté dans la Wilaya de Sétif, qui est classée dans la zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Le but de cette étude est de donner le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments de la structure, et de vérifier la stabilité et la résistance de l'ouvrage vis-à-vis tous les charges horizontale et verticale suorpptés par les poutres, les poteaux et les voiles et les fondations.

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis 2014).

Le calcul des dimensions et le ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en Algérie à savoir (le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003).

summary

This project is a study of a structure for residential use consisting of a ground floor plus 5 floors plus a basement, which will be located in the Wilaya of Sétif, which is classified in seismic zone IIa according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003).

The purpose of this study is to give the dimensioning and reinforcement of all the elements of the structure, and to check the stability and resistance of the structure vis-à-vis all horizontal and vertical loads with the beams, posts, sails and foundations .

The study and analysis of this structure was established by the software (Autodesk Robot Structural Analysis 2014).

The calculation of the dimensions and reinforcement of all resistant elements are in accordance with the rules applicable in Algeria namely (BAEL91 modify99 and RPA99 version 2003).

SOMMAIRE

<u>Introduction générale :</u>	01
---	-----------

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I-1 Introduction.....	02
I-2 Présentation de l'ouvrage	02
I-2-1 Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	02
I-2-2 Ossature et système constructif adopté.	02
I-3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	03
I-3-1 Le béton	03
I-3-2 L'Acier.....	06
I-4 Méthodes et hypothèses de calcul	08
I-4-1 Etats limites ultimes (ELU).....	08
I-4-2 Etats limites de service (ELS).....	09

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II-1 Introduction	12
II-2 Pré dimensionnement des planchers et descente des charges	12
II-2-1 Pré dimensionnement du plancher en corps creux	12
II-2-1 Pré dimensionnement du plancher en dalle pleine (les balcons).....	13
II.2.3 Estimation des charges et des surcharges des planchers.....	14
II-3 Pré dimensionnement des poutres	16
I-4 pré dimensionnement des voiles	17
II.5 Maçonnerie	19
II-6 Acrotère	19
II.7 Les escaliers.....	19
II.7.1 Dimensionnement des escaliers	20
II.7.2 Prés-dimensionnement de l'escalier	20
II.8 Pré-dimensionnement des poteaux	22
II.8.1 Descente de charges.....	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1-Introduction	27
III-2 Calcul des planchers.....	27
III-2-1 Introduction	27
III-2-2 Calcul de la poutrelle	27
III.2.3 Etude de la dalle de compression	37
III-3 L'acrotère	37
III-3-1 Rôle de l'acrotère.....	37
III-3-2 Définition	38
III-3-3 Evaluation des charges	38
III-3-4 Calcul des sollicitations	39
III-3-5 Calcul de Ferrailage à l'ELU	40
III-3-6 Calcul des armatures à l'ELS	40
III-3-7 Schéma de ferrailage	42
III-4-Balcon	42
III-4-1 Définitions	42
III-4-2 Evaluation des charges	43
III-4-3 Calcul des charges	43
III-4-4 Calcul des moments	43
III-4-5 combinaisons des moments	43
III-4-6 calcul de la section de ferrailage	44
III-4-8 schéma de ferrailage	45
III-5 Les escaliers	45
III-5-1 Détermination des efforts internes	45
III-5-2 Calcul des armatures.....	46

III.5.3 Schéma de ferrailage	48
III.5.4 Ferrailage de la poutre palière.....	48

Chapitre IV : étude sismique

IV-1. Introduction.....	52
IV-2. Objectif de l'étude dynamique	52
IV-3. Vérification de la section des poteaux sous l'effort sismique	52
IV-4-Méthode de calcul.....	53
IV-4-1. Méthode d'analyse modale spectrale.....	53
IV-4-2. Interprétations des résultats.....	60
IV-5. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	65
IV-5-1. Justification vis-à-vis des déformations.....	65
IV-5-2. Vérification vis-à-vis des déformations.....	68
IV-5-3. Vérification de l'excentricité accidentelle.....	68

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

V-1. Introduction	70
V-2. Les poutres principales (30x40)	70
V-2-1. Ferrailage des poutres.....	72
V-3. Les poutres secondaires (Chaînages) (30x35).....	74
V-4. Les poteaux.....	77
V-5. Les voiles	84
V.5.1 Combinaison	84
V-5-2. Ferrailage vertical	85

Chapitre VI : les fondations

VI-1. Introduction	90
VI-2. Etude de sol.....	90

VI-3. Choix de fondation	90
VI-4. Pré-dimensionnements des semelles isolées	92
VI-4-1. Exemple de calcul de la semelle isolée SA	92
VI-4-2. Dimensionnement de la semelle isolée	93
VI -4-3. La hauteur de la semelle	93
VI-5. Vérification de la semelle isolée Sa	93
VI-5-1. Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q.....	94
VI-5-2. Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle $0.8G \pm E$	94
VI-6. Ferrailage des semelles isolées.....	95
VI-7. Pré-dimensionnement des semelles filantes	96
VI-7-1. Exemple de calcul	96
VI-7-2. Dimensionnement de la semelle	96
VI-7-3. Hauteur de la semelle filante h	97
VI-8. La longrine	99
VI-8-1. Définition	99
VI-8-2. Dimensionnement de la longrine	99
VI-8-3. Ferrailage de la longrine	99
<u>Conclusion</u> :.....	101

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton.....	05
Figure (I.2) : diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	07
Figure (I.3) : Diagrammes de déformation limites de la section : règle des trois pivots.....	08
Figure (I.4) : Diagramme rectangulaire simplifié.....	09

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure (II.1) : Coupe verticale du plancher.....	13
Figure (II.2) : les poutrelles	13
Figure (II.3) : Plancher terrasse (corps creux).....	14
Figure (II.4) : Plancher étage courant (corps creux).....	15
Figure (II.5) : Plancher étage courant (dalle pleine).....	15
Figure (II.6) : Section réduite du voile.....	18
Figure (II.7) : Escalier : (a) vue en plan – (b) coupe.....	20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure (III.1) : Schéma statique de la poutrelle.....	28
Figure (III.2) : diagramme du moment pour une poutre continue.....	29
Figure (III.3) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	30
Figure (III.4) : Diagramme des efforts tranchants.....	31
Figure (III.5) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	31
Figure (III.6) : Diagramme des efforts tranchants.....	32
Figure (III.7) : section de poutrelle.....	32
Figure (III.8) Ferrailages des poutrelles.....	37
Figure (III.9) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	37
Figure (III.10) : L'acrotère.....	38
Figure (III.11) : section de l'acrotère.....	40

Figure (III.12): Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure (III.13) : schéma du balcon.....	44
Figure (III.14) : ferrailage du balcon.....	45
Figure (III.15) : ferrailage d'Escalier.....	48
Figure (III.16) ferrailage poutre palière (20×30).....	51

Chapitre IV : étude sismique

Figure IV-1 : Spectre de réponse.....	58
Figure IV-2 : Vue en 3D de la structure.....	59
Figure IV-3 : Vue en 3D des voiles.....	60
Figure (IV-4) : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).....	60
Figure (IV-5) : 2eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2014).....	61
Figure (IV-6) : 3émemode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X- Y (résultats de Robot 2014).....	61
Figure (IV-7) : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de Robot 2014).....	62
Figure (IV-8) : 2 ^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de Robot 2014).....	62
Figure (IV-9) : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de Robot 2014).....	63
Figure (IV-10) : 2 ^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z (résultats de Robot 2014).....	64

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

Figure V-1 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELU).....	71
Figure V-2 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELS).....	71
Figure V-3 : Ferrailage des poutres principales (30 × 40).....	74
Figure V-4 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELU).....	75
Figure V-5 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELS).....	75
Figure V-6 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ACC)	76
Figure V.7 : Ferrailage des poutres secondaires.....	77
Figure V-8 : Diagramme des efforts normal sur les poteaux (Combinaison ACC).....	79
Figure V-9 : Diagramme des moments My des poteaux (Combinaison ACC).....	80
Figure V-10 : coupe de ferrailage des poteaux 30x30 cm ²	83
Figure V-11 : coupe de ferrailage des poteaux 40x40 cm ²	83
Figure V-12 : coupe de ferrailage des voiles	89

Chapitre VI : les fondations

Figure VI-1 : Schéma des fondations de bâtiment.....	92
Figure. VI.2 Schéma de principe d'une semelle isolée.....	92
Figure VI.3 : Disposition des armatures d'un semelle isolée.....	96
Figure VI.4 : Disposition des armatures d'une semelle filante.....	98
Figure VI.5 : Disposition des armatures de longrine.....	100

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau (I.1) : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....02

Tableau (I-2) : Caractéristiques mécaniques des aciers.....07

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

Tableau (II.1) : Charges permanentes du Plancher terrasse.....14

Tableau (II.2) : Charges permanentes du Plancher courant.....15

Tableau (II.3) : Charges permanentes du Plancher courant.....16

Tableau. (II.4) : la charge d'exploitation.....23

Tableau. (II.5) : la charge permanente.....24

Tableau. (II.6) : Effort normal.....25

Tableau. (II.7) : La section des poteaux.....26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau (III.1) : efforts tranchants dans les différentes travées.....30

Tableau (III.2) : efforts tranchants dans les différentes travées.....31

Tableau (III.3) : Combinaisons d'actions39

Tableau (III.4): Evaluation des charges supportées par le balcon.....43

Chapitre IV : étude sismique

Tableau IV-1 : Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.....52

Tableau IV-2 : Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.....53

Tableau IV-3 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....56

Tableau IV-4 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats **Robot 2014**).....57

Tableau IV-5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.....65

Tableau IV-6 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....69

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

Tableau V-1 : Les résultats des efforts correspondants.....	72
Tableau V-2 : Ferrailage des poutres principales.....	73
Tableau V-3 : Ferrailage des poutres secondaires.....	76
Tableau V-4 : Les résultats des efforts correspondants.....	82
Tableau V-5 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.....	82

Chapitre VI : les fondations

Tableau (VI.1) : Vérification des contraintes	94
Tableau (VI.2) : Vérification de la semelle SA à 0.8G±E	94

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Dans ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC, sous-sol et 5 étages, selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Pour la raison de prendre le maximum d'information et de connaissances de calcul en béton armé, on a opté un calcul manuel pour les éléments secondaire ainsi que des exemples des éléments structuraux, pour le reste du calcul on a utilisé les logiciels (ROBOT ; EXPERT).

Ce mémoire est constitué de 6 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 constituant la structure (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...).
- ✓ Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers
- ✓ Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot structural analysis 2014.
- ✓ 5ème chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot structural analyses et présenté dans le 4ème chapitre.
- ✓ Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I-1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier concerne un bâtiment à usage d'habitation (R+5+sous-sol) composé de Rez-de-chaussée, sous-sol et cinq étages courants, implanté à Sétif, Ville situé en zone de moyenne sismicité zone II A selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003).

L'ouvrage d'habitation collective ne dépassant pas les 48 m est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé au groupe d'usage 2.

I-2-1 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau (I.1) : Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Dimensions	(M)
Hauteur des étages courants	3.06
Hauteur du RDC	4.08
Hauteur de sous-sol	4.08
Hauteur totale sans acrotère	19.38
Longueur totale de Bâtiment à la base en plan	18.50
Largeur totale de Bâtiment à la base en plan	10.00

Les plans du bâtiment sont établis à l'Annexe (1).

I-2-2 Ossature et système constructif adopté :

a- Ossature : Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, exigés par le RPA99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b-Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm, appart les balcons qui sont constitués en dalle pleine

c- Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

Les escaliers sont coulés sur place.

d- Maçonnerie :

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (10 cm;15 cm) séparées par un vide de 5 cm.

e- Revêtement :

- * Enduit en plâtre pour les plafonds.
- * Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- * Revêtement à carrelage pour les planchers.
- * Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I-3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-3-1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Pour la composition du béton, il y a des méthodes pratiques parmi eux , ou distingue : <<Méthode de DREUX et GORISSE>>Pour obtenir un béton normal (D = 20 mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance à la compression égale à 25 MPA.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

A) Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier, pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des Incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Les ciments :

Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudres fine qui mélangés au l'eau forment une pate capable par hydrations de faire prise et de durcir au bout d'un temps plus ou moins long.

Les sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Les graviers :

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25mm.

L'eau de gâchage :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et de la maniabilité de béton.

Une insuffisance ou un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance due essentiellement à la porosité créée par l'évaporation de l'eau en excès ou au non compacté suite à son insuffisance.

B) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CEM II/ A 42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{4,76+0,83j}\right) f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ 1,1 \cdot f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \left(\frac{j}{1,4+0,95j}\right) f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

C) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

D) Diagramme Contrainte-déformation du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle montré à La figure (I.2) :

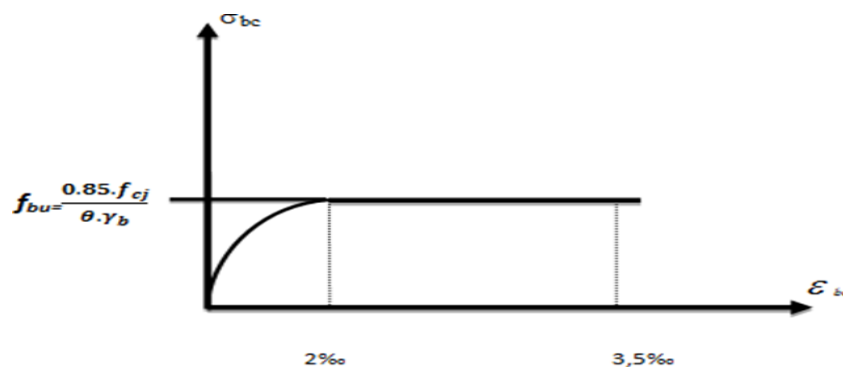


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton

f_{bu} : Contrainte limite du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85.f_{cj}}{\theta.\gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons normales

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

E) Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{I28} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

F) Coefficient de Poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations Longitudinales noté « ν ». Conformément au règlement **BAEL91** :

A l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

A l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I-3-2 L'Acier :

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 : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité f_e .

Le tableau suivant (I-2) nous donne les types d'aciers utilisés avec ses propriétés :

Tableau (I-2): Caractéristiques mécaniques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	10‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	10‰	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	TS	520	550	10‰	1,3	1

Diagramme Contrainte-déformation de l'acier :

La figure (I.2) montre la forme du diagramme contrainte-déformation de l'acier :

f_e : limite élasticité.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

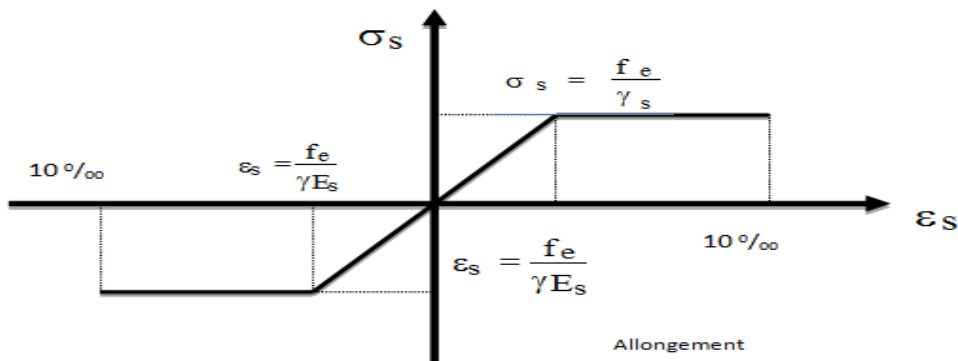
$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelle

**Figure (I.2) :** diagramme contraintes-déformations de l'acier

I-4 Méthodes et hypothèses de calcul :

L'étude de structure est effectuée conformément aux règlements BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) qui est basé sur la théorie des états limites montré dans le diagramme a la figure (I-3)

I-4-1 Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion simple ou composée.
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes de déformation passent obligatoirement par l'un des trois pivots (A,B ou C) comme montrer dans la figure 1.3 :

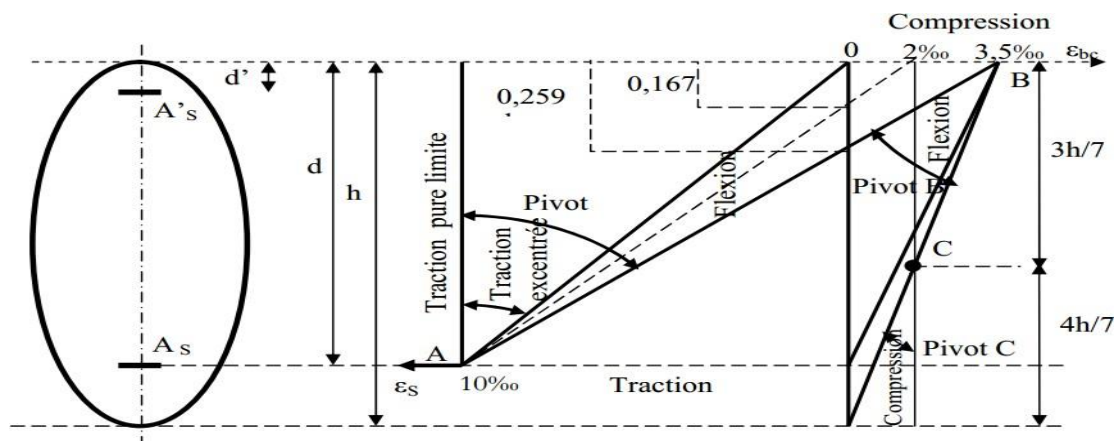


Figure (I.3) : Diagrammes de déformation limites de la section : règle des trois pivots)

Pivot A : Traction simple ou flexion composée, avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : Flexion simple ou composée avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : Compression simple ou flexion composée.

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire Simplifié, donné dans la figure 1.4, au lieu d'un diagramme parabole- rectangle du béton.

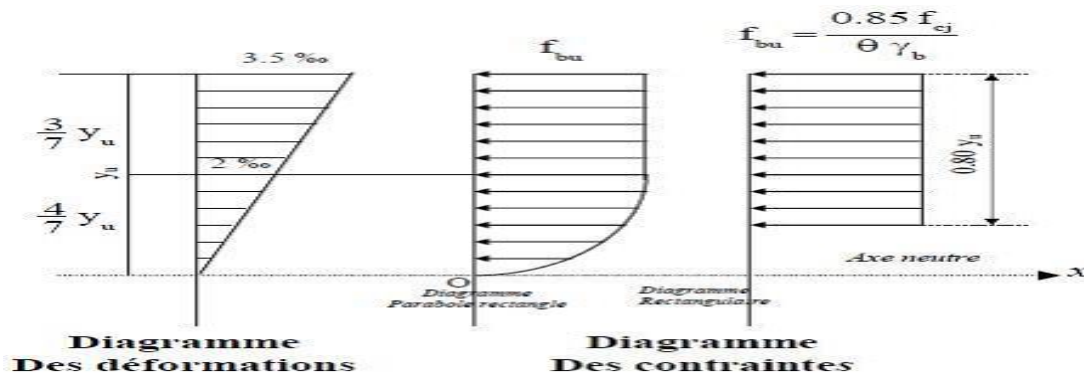


Figure (I.4) : Diagramme rectangulaire simplifié

Contraintes admissibles à l'ELU :

La contrainte admissible du béton à la compression, suivant le diagramme de la figure 1.4, est la suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

La contrainte admissible de l'acier à la traction, suivant le diagramme de la figure 1.2, est la suivante :

$$\sigma_s \leq f_{e} / \gamma_s$$

I-4-2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$).

Contraintes admissibles à l'ELS :

La contrainte de compression dans le béton est limitée par $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ à l'ELS

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 99 (article A.4.5.3), on distingue trois cas de fissuration :

- 1) Fissuration peu-préjudiciable : la fissuration est considérée comme peu-préjudiciable, lorsque l'élément à vérifier est situé dans les locaux couverts. Aucune vérification n'est demandée et la contrainte dans les aciers n'est pas limitée.
- 2) Fissuration préjudiciable : la fissuration est considérée comme préjudiciable si les éléments sont exposés aux intempéries (pluie, neige, vent...) ou bien en contact avec l'eau. la contrainte de traction dans les armatures tendues est limitée à la valeur suivante

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min(2/3f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})) \text{ en MPa} \quad (\text{article A.4.5.33) BAEL 99}$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

- 1) Fissuration très préjudiciable : la fissuration est considérée comme très préjudiciable si l'élément est situé dans un milieu agressif. La contrainte de traction des armatures tendues est limitée par la valeur suivante :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta \text{ en MPa} \quad (\text{article A.4.5.34) BAEL 99}$$

Et pour la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \text{Min}(0,2fcj/\gamma_b, 5\text{MPa}) \quad \text{Fissuration peu-préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \text{Min}(0,15fcj/\gamma_b, 4\text{MPa}) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**➤ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$S_D = 1,35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1,3 \times \psi_{Qi} \times Q_i$$

Avec : G_{\max} : L'ensemble des action permanente défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des action permanente favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Qi} = 1.5$ dans le cas général

$\Psi_{Qi} = 0.3 \div 0.6$

➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{Qi} \times Q_i$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes donnent les combinaisons d'action suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$G + Q + 1.2E$$

$$0.8G + E$$

G: charge Permanente.

Avec **Q:** charge d'exploitation.

E: effort de séisme.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement et descente des charges

II-1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles...) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique ou du vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et/ou les voiles.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 (3) et R.P.A 99 V2003.

L'évaluation des charges ou la descente des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique.

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

II-2 Pré dimensionnement des planchers et descente des charges :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

- Plancher en corps creux
- Plancher en dalle plein

II-2-1 Pré dimensionnement du plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée tel que :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad \text{on prendra en particulier} \quad h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{selon les règles BAEL 91})$$

Avec :

h_i : Épaisseur du plancher.

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

La disposition du plancher et des poutrelles est montrée dans les figures (II-1) (II-2).

Dans notre cas nous avons :

$L_{max} = 370$ cm, (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.4 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de : $h_t = 20$ cm (disponibilité d'un corps creux de **16+4** au niveau du marché voir la figure (II.1) :

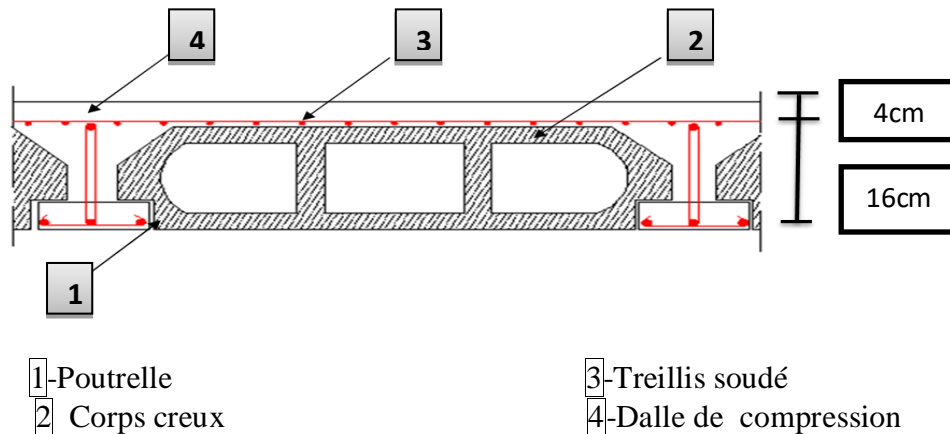


Figure (II.1) : Coupe verticale du plancher

La table de compression à prendre en compte est choisie en respectant les Conditions suivantes :

Pour un plancher de (16+4) on a :

$h = 20$ cm; $b = 53$ cm; $h_0 = 4$ cm;

$b_0 = (0.4 \text{ a } 0.6) h \Rightarrow b_0 = 12$ cm;

$$c = \frac{b-b_0}{2} = 20.5$$

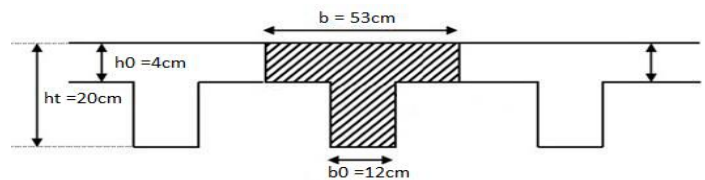


Figure (II.2) : les poutrelles

II-2-1 Pré dimensionnement du plancher en dalle pleine (les balcons)

- Résistance à la flexion :
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq L_x / 20 + 7$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

$$e \geq 110 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 12.5 \text{ cm}$$

- L'isolation acoustique :
e : doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99/V2003).
- Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm.

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur : $e = 15\text{cm}$

II.2.3 Estimation des charges et des surcharges des planchers.

La structure présente trois types de plancher :

- Plancher terrasse inaccessible en corps creux.
- Plancher étage courant en corps creux.
- Plancher des balcons en dalle plein.

Les Charges permanentes des planchers sont donné sur les tableaux (II.1) (II.2) (II.3) .

Charges permanentes :

A. Les planchers en corps creux :

A.1) Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales voir la figure (II.3) :

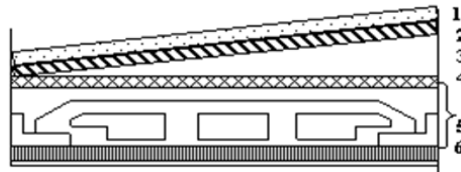


Figure (II.3) : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau (II.1). Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (Cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	10	0.50
2. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.20
4. Isolation thermique	5	4	0.20
5. Dalle en corps creux	(16+4)	-	2.85
6. Enduit de plâtre	2	12	0.24
G		6.11 KN/m ²	

A.2) Plancher étage courant :

La figure (II.4) ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant

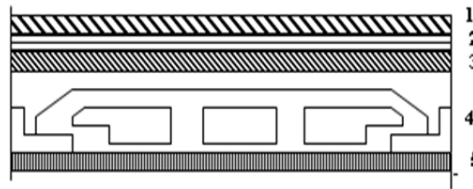


Figure (II.4) : Plancher étage courant (corps creux)

Tableau (II.2) Charges permanentes du Plancher courant.

Matériaux	Epaisseur(cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1- Carrelage	2	22	0.44
2- Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	5	15	0.75
4- Dalle en corps creux	(16+4)	-	2.85
5- Enduit de plâtre	2	12	0.24
6- Cloison légères	0.1	10	1
G	5.68 KN/m²		

B. Les planchers en dalle pleine

B.1) Plancher étage courant :

La figure (II.5) ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant en dalle pleine.

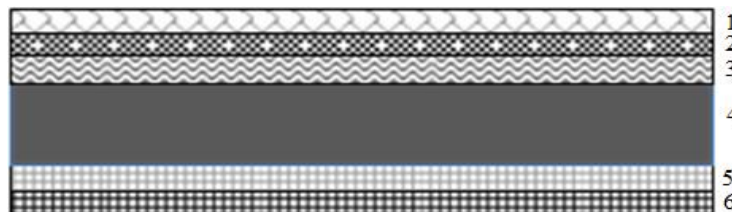


Figure (II.5) : Plancher étage courant (dalle pleine).

Tableau (II.3) : Charges permanentes du Plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (Cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	2	22	0.44
2- Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	5	15	0.75
4- Dalle pleine	15	25	3.75
5- Enduit de plâtre	2	12	0.24
6-Cloison légères	0.1	10	1
G	6.58KN/m²		

II-3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

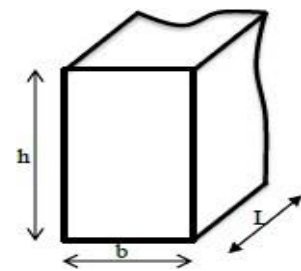
Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{selon les règles BAEL 91, mod99})$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

A) Selon le RPA 99 version 2003 pour la zone IIa :

- ✚ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✚ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✚ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$



❖ Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L = 480 - 40 = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm, } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b= 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b= 1.33 < 4 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées.}$$

❖ Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.67 \leq h \leq 34$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$

Vérification des conditions de RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h=30 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b= 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b= 1,5 < 4 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées.}$$

Conclusion :

Poutres principales : $(b \cdot h) = (30 \cdot 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \cdot h) = (25 \cdot 30) \text{ cm}^2$

II-4 pré dimensionnement des voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

D'après le **(RPA 99 article 7.7.1)** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.»

Avec : L : portée du voile,

a : Epaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm » ; 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 indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$a \geq \max (h_e/25; h_e/22 ; h_e/20)$ selon le cas qui se présente dans la figure (II.6) :

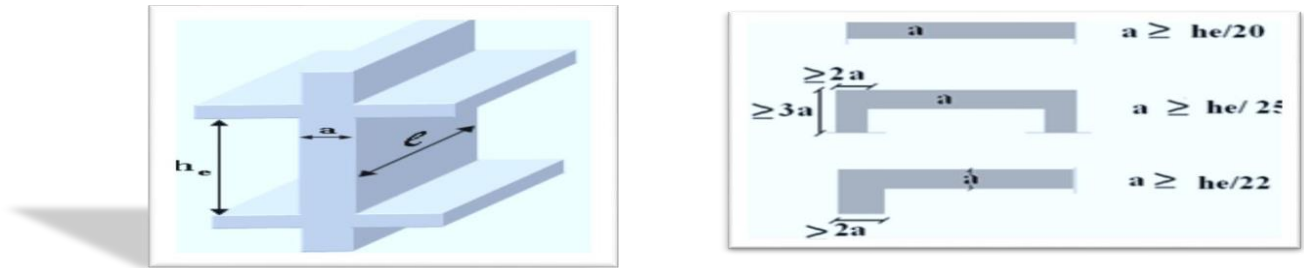


Figure (II.6) : Section réduite du voile.

Niveau étage courant

A partir de la hauteur d'étage **3.06m** et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$a \geq h/25 \Rightarrow a \geq 12.24\text{cm}$$

$$a \geq h/22 \Rightarrow a \geq 13.91\text{ cm}$$

$$a \geq h/20 \Rightarrow a \geq 15.3\text{cm}$$

$$a \geq \max (a_{\min} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) \quad \text{donc} \quad a \geq \max (15 ; 15.3 ; 13.91 ; 12.24)$$

$a \geq 15\text{ cm}$ on adopte **a = 20cm**

Niveau RDC et Sous-sol

A partir de la hauteur $h_e = 4.08\text{m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$a \geq h/25 \Rightarrow a \geq 16.32\text{cm}$$

$$a \geq h/22 \Rightarrow a \geq 18.55\text{ cm}$$

$$a \geq h/20 \Rightarrow a \geq 20.04\text{cm}$$

$$a \geq \max (a_{\min}; h_e/25; h_e/22; h_e/20) \quad \text{donc} \quad a \geq \max (15; 16.32; 18.55; 20.04)$$

$a \geq 20.04\text{ cm}$ on adopte **a=25cm**

Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant

en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

II.5 Maçonnerie :

Mur double parois en maçonnerie :

1- Enduit en plâtre	0.18 KN/m ²
2- Brique creuse (10+15)	3.35 KN/m ²
3- Enduit en ciment	0.24 KN/m ²

$$G = 3.77 \text{ KN/m}^2$$

II-6 Acrotère:

Le calcul se fait pour 1 mètre linéaire de largeur

Le poids propre de l'acrotère est $G_1 = \rho \cdot S$

Avec

S : surface transversale de l'acrotère

ρ : la masse volumique du béton = 25 KN/m³

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) \times 3/4 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 1,6875 \text{ KN/m}$$

L'enduit de ciment d'épaisseur 2 cm

$$G_2 = 0,02 \times 18 \times 1,46 = 0,52 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,21 \text{ KN/m}$$

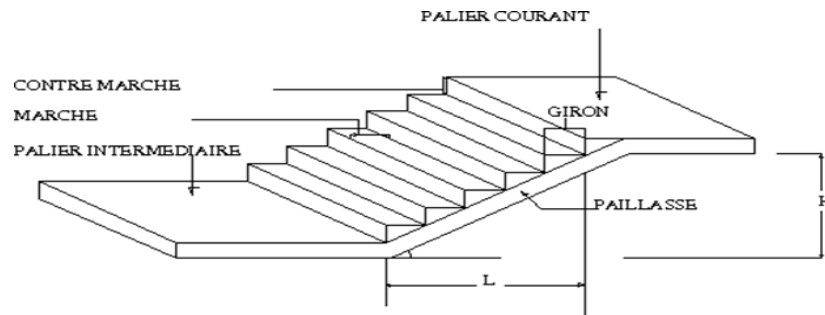
II.7 Les escaliers

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.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

Rapidité d'exécution.

Utilisation immédiate de l'escalier



Représentation d'un escalier

II.7.1 Dimensionne des escaliers :

L'escalier est formé d'une paillasse et deux paliers de repos comme se présente la figure (II.6)

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; Acier : FeE40

Charge d'exploitation = 2.5 kN/m^2 .

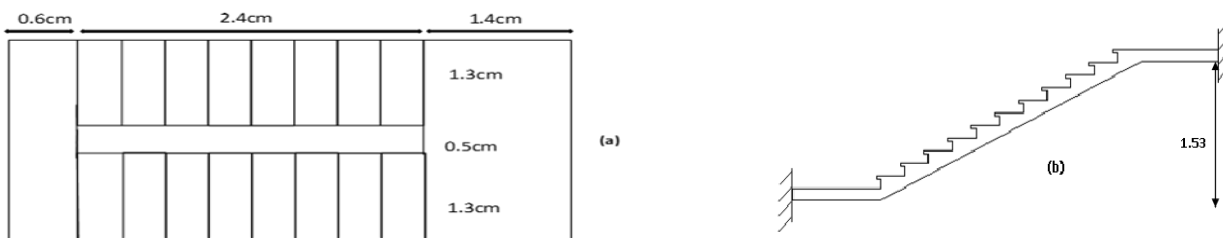
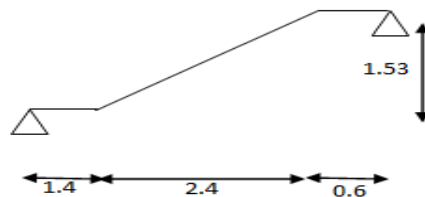


Figure (II.7) : Escalier : (a) vue en plan – (b) coupe

II.7.2 Prés-dimensionnement de l'escalier :

a. Schéma statique de l'escalier :



b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 14.67 \leq e \leq 22 \Rightarrow l = 1.4 + 2.4 + 0.6 = 4.4\text{m.}$$

On prend donc l'épaisseur : **e = 17 cm.**

c. Détermination de nombre des marches :

On a : g : giron

h : hauteur des marches

n : nombre des marches

$g + 2h = m$ avec $60 \leq m \leq 64$ (*Relation de Blondel*) .

$$g + 2h = 63 \quad (1)$$

$$L = 2.40 = n \times g \Rightarrow g = L / n \quad (2)$$

$$H = 1.53 = (n+1) h \Rightarrow h = H / (n+1) \quad (3)$$

On remplace (2) et (3) dans (1) on obtient : $\frac{L}{n} + \frac{2H}{n+1} = 63 \Rightarrow 63n^2 + (63 - 2H - L)n - L = 0$

C'est une équation du second ordre qui admet deux solutions. La solution la plus appropriée est :
 $n = 8$.

$$D'où : g = L/8 \cong 30 \text{ cm}$$

$$h = H/9 = 17 \text{ cm}$$

- Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

d. Évaluation des charges :**- Paliers :**

Carrelage (2 cm)..... 0.40 x (3.1/2) = 0.62 kN/ml

Mortier de pose (2 cm) :0.40 x 1.55 = 0.62 kN/ml

Dalle pleine de palier (BA)..... 25 x 0,17x 1.55 = 6.58 kN/ml

Enduit ciment (2 cm)0.36 x 1.55 = 0.55 kN/ml

$$\mathbf{G1 = 8.37 \text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{Q1 = 2.5 \times 1.55 = 3.88 \text{ kN/ml}}$$

- Volée (paillasse)

Carrelage (2 cm).....0.40 x 1.30 = 0.52 kN/ml

Mortier de pose (2 cm) :0.40 x 1.30 = 0.52 kN/ml

Poids des marches : 25 x 1.30 x 0.17/2 = 2.762 kN/ml

Paillasse (e = 17 cm)25 x 1.10 x 0.17 = 5.525 kN/ml

Enduit ciment (1 cm)0.18 x 1.30 = 0.234 kN/ml

Garde-corps : = 1.0 kN / ml

$$\mathbf{G2 = 10.56 \text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{Q2 = 2.5 \times 1.30 = 3.25 \text{ kN/ml}}$$

II.8 Pré-dimensionnement des poteaux

II.8.1 Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau...), appelée surface d'influence.

1. Section afférente :

$$S_r = 4.4 \times 3.7 = 16.28 \text{ cm}^2.$$

2. LOI DE DÉGRESSION :

Pré-dimensionnement des Eléments Porteurs, Poteaux, Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges d'exploitation.

Si la charge d'exploitation n'est pas la même pour tous les étages :

- Soit Q_0 la charge d'exploitation pour le toit ou la terrasse ;

Q_1, Q_2, Q_n , les charges d'exploitation respectives des plancher des étages 1, 2, 3, ...n; numérotés à partir du sommet du bâtiment présenté dans le tableaux (II.4).

On adopte pour le calcul des points d'appuis les charges suivantes :

On prend pour la terrasse : Q_0

On prend pour le dernier étage (étage 1) : $Q_0 + Q_1$

On prend pour l'étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

On prend pour l'étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

On prend pour l'étage immédiatement inférieur (étage 4) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

On prend pour l'étage immédiatement inférieur (étage n) : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Où le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ est valable pour $n \geq 5$

Le tableau suivant donne les charges d'exploitation supportées par le poteau le plus chargé :

Tableau. (II.4) la charge d'exploitation

Niveau		Q(KN)
5	$.Q_0$	16.28
4	Q_0+Q_1 ($Q_1=16.28 \times 2.5$)	40.70
3	$Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$	93.61
2	$Q_0+0.90(Q_1+ Q_2+ Q_3)$	126.17
1	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$	154.66
RDC	$Q_0+0.80(Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)$	179.08
SOUS-SOL	$Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	199.43

Estimation des sections droites :

D'après les règles BAEL91 ; la section réduite B_r est donnée par la formule suivante :

$$\text{On a } B_r \geq \frac{N_u}{25.5\alpha}$$

Le tableau suivant donne les charges permanentes G en fonction de B_r supportées par le poteau le plus chargé :

Tableau. (II.5) .la charge permanente

Niveau	Charge permanente		G(KN)	G_{TOTAL}
				(10%) (15%)(1.35)
5	p.p. Plancher. T	6.11×16.28	119.61+76.5 B_r	204.264+130.643 B_r
	p.p. poutre	25×4.4×0.4×0.3		
	p.p. chaînage	25×3.7×0.3×0.25		
	p.p. poteau	25×3.06× B_r		
4	p.p. Plancher. E	5.68×16.28	112.61+76.5 B_r	192.31+130.643 B_r
	p.p. poutre	25×0.4×0.3		
	p.p. chaînage	25×3.7×0.3×0.25		
	p.p. poteau	25×3.06× B_r		
3	-	-	112.61+76.5 B_r	192.31+130.643 B_r
2	-	-	112.61+76.5 B_r	192.31+130.643 B_r
1	-	-	112.61+76.5 B_r	192.31+130.643 B_r
RDC	p.p. Plancher.E	5.68×16.28	112.61+102 B_r	192.31+174.19 B_r
	p.p. poutre	25×0.4×0.3		
	p.p. chaînage	25×3.7×0.3×0.25		
	p.p. poteau	25×4.08× B_r		
SOUS-SOL	-	-	112.61+102 B_r	192.31+174.19 B_r

Le tableau suivant donne les valeurs des charges permanentes totale et les charges cumulées des efforts normales en fonction de B_r :

Tableau. (II.6). Effort normal

Niveau	$G_{TOTAL}(KN)$	$G_{CUMULÉES}(KN)$	Q(KN)	$N_U(KN)$
5	$204.264+130.643B_r$	$204.264+130.643B_r$	24.42	$228.684+130.643B_r$
4	$192.31+130.643B_r$	$396.574+261.286B_r$	61.05	$457.624+261.286B_r$
3	$192.31+130.643B_r$	$588.884+391.929B_r$	140.415	$729.299+391.929B_r$
2	$192.31+130.643B_r$	$781.194+522.572B_r$	189.255	$970.449+522.572B_r$
1	$192.31+130.643B_r$	$973.504+653.215B_r$	231.99	$1205.494+653.215B_r$
RDC	$192.31+174.19B_r$	$1165.814+827.405B_r$	268.62	$1434.434+827.405B_r$
SOUS-SOL	$192.31+174.19B_r$	$1358.124+1001.595B_r$	299.145	$2658.864+1001.595B_r$

3.CALCUL DES SECTIONS DES POTEAUX POUR CHAQUE ETAGE :

- d'après les règles BAEL91 :

$$\text{On a } B_r \geq \frac{N_U}{25.5\alpha} = \frac{x+yB_r}{25.5\alpha} \Rightarrow B_r \geq \frac{x \cdot 10^3}{25.5\alpha - y} \cdot 10^{-6}$$

$$\text{On pose } \lambda=35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \quad a = \sqrt{B_r} + 20$$

Les sections des poteaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau. (II.7). La section des poteaux

Niveau	B_r (mm ²)	a(mm)	(a×b) cm
5	12666.758	132.55	25×25
4	25347.880	179.21	25×25
3	40396.302	220.99	30×30
2	53754.131	251.85	30×30
1	66773.990	278.41	30×30
RDC	79456.062	301.88	40×40
SOUS-SOL	147281.019	403.77	40×40

4. La vérification :

- **Pour la section 40×40**

$$\lambda = \sqrt{12}l_f, \lambda = \sqrt{12}(0.7 \times 4.08)/0.40 = 24.734$$

$$\lambda < 50 \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.772$$

$$B_r = (400 - 20)^2 = 144400 \text{ mm}^2 \geq \frac{2658.864 \times 10^3 + 1001.595 \times 144400}{25.5 \times 0.772} 10^{-6} = 135071.047 \text{ mm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

- **Pour la section 30×30**

$$\lambda = \sqrt{12}l_f, \lambda = \sqrt{12}(0.7 \times 3.06)/0.30 = 24.734$$

$$\lambda < 50 \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.773$$

$$B_r = (300 - 20)^2 = 78400 \text{ mm}^2 \geq \frac{1205.494 \times 10^3 + 653.215 \times 78400}{25.5 \times 0.773} 10^{-6} = 61159.486 \text{ mm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

- **Pour la section 25×25**

$$\lambda = \sqrt{12}l_f, \lambda = \sqrt{12}(0.7 \times 3.06)/0.25 = 29.68$$

$$\lambda < 50 \text{ donc } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.743$$

$$B_r = (250 - 20)^2 = 52900 \text{ mm}^2 \geq \frac{457.624 \times 10^3 + 261.286 \times 52900}{25.5 \times 0.743} 10^{-6} = 24154.214 \text{ mm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III-1 Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux dans le cas des planchers.

III-2 Calcul des planchers

III-2-1 Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée (figure III.7), ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III-2-2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

A. 1^{ère} Étape : Avant coulage de la dalle de compression :

Considérant une poutrelle de longueur de travée : $L = 370$ cm

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

a) Evaluation des charges et surcharges :

1. Poids propre de la poutrelle : $0.1 \times 0.04 \times 25 = 0.1 \text{ KN/m}$
2. Poids propre du corps creux (le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m^2) :

$$0.53 \times 0.95 = 0.5035 \text{ KN/m}$$

$$\sum G = 0.60 \text{ KN/m}$$

3. Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.53 = 1.325 \text{ KN/m}$

b) Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.60) + 1.5(1.325) = 2.798 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : G + Q = 0.60 + 1.325 = 1.925 \text{ KN/m}$$

c) Calcul des moments :

$$M_u = q_u l^2 / 8 = 2.798 \times 3.7^2 / 8 = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} l^2 / 8 = 1.925 \times 3.7^2 / 8 = 3.29 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.

$$M_u = 4.79 \text{ KN.m}; b = 12 \text{ cm}; d = 0.9h_0 = 3.6 \text{ cm}; f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 2.61 \Rightarrow \mu > \mu_l = 0.392 \quad A_s \neq 0$$

Vu à la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

B. 2^{ème} Étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T continue qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher : $G = 5,68 \times 0,53 = 3.0104 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,50 \times 0,53 = 1.325 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- **ELU :** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,05 \text{ KN/ml}$
- **ELS:** $q_{ser} = G + Q = 4,34 \text{ KN/ml}$

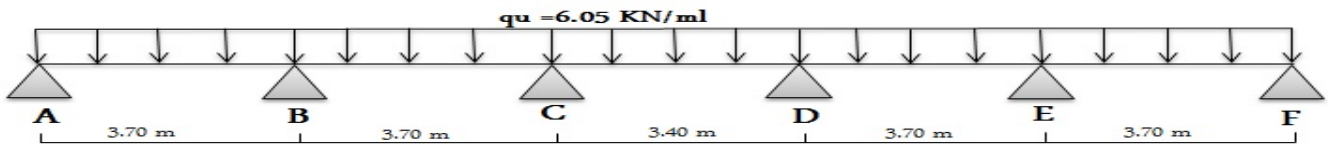


Figure. (III.1): Schéma statique de la poutrelle

B-1 calcul des sollicitations

Choix de la méthode de calcul

- Méthode forfaitaire :

a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique à la construction dont :

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.36 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées

\Rightarrow **Condition vérifiée**

- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3.70 / 3.70 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3.70 / 3.40 = 1.09 \\ L_i / L_{i+1} = 3.40 / 3.70 = 0.9 \\ L_i / L_{i+1} = 3.70 / 3.70 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 1) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow **Condition vérifiée**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

a) Principe de la méthode ((BAEL91 modifié 99 J.P Mougins art 3III4)) :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

b) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en

valeurs non pondérées. $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L la longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w, M_e, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{1,05M_0 ; (1+ 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w+M_t}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $M_a \geq 0,2 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $M_a \geq 0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $M_a \geq M_a \geq 0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

c) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{1.325}{1.325+3.0104} = 0.31$$

la figure (III.2) montre la forme un diagramme du moment pour une poutre continue :

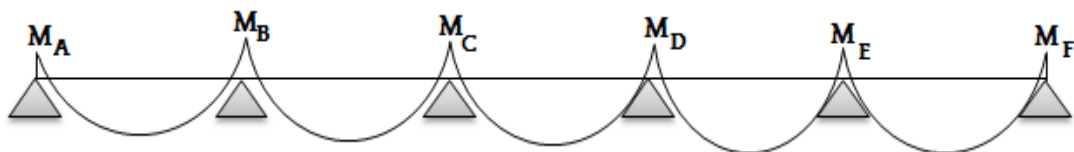


Figure (III.2) : diagramme du moment pour une poutre continue

Calcul de moment isostatique à l'ELU :

$$M_{01} = 6.05 \frac{3.7^2}{8} = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6.05 \frac{3.7^2}{8} = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 6.05 \frac{3.4^2}{8} = 8.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 6.05 \frac{3.7^2}{8} = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = 6.05 \frac{3.7^2}{8} = 10.35 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant sur appui à l'ELU :

$$M_A = 0.2 (M_{01}) = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 5.17 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.2 (M_{05}) = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.65 \quad \text{et} \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.55$$

les figure (III.3)(II.5) montre la forme du diagramme des moments fléchissant :

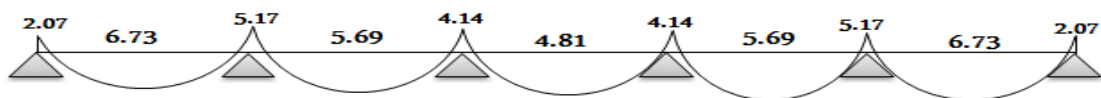


Figure (III.3) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants à l'ELU :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \cdot L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u \cdot L$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau (III.1) : efforts tranchants dans les différentes travées

	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.m)	5.17	4.14	4.14	5.17	2.07
M_e (KN.m)	2.07	4.15	4.14	4.14	5.17
T_w (KN)	-10.35	-11.47	-10.29	-10.91	-12.03
T_e (KN)	11.955	10.835	10.28	11.475	10.355

la figure (III.4) donne la forme du diagramme des efforts tranchants :

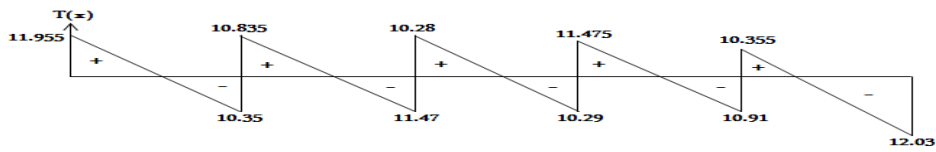


Figure (III.4) : Diagramme des efforts tranchants

Calcul de moment isostatique à l'ELS :

$$M_{01} = 4.34 \frac{3.7^2}{8} = 7.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 4.34 \frac{3.7^2}{8} = 7.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 4.34 \frac{3.4^2}{8} = 6.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 4.34 \frac{3.7^2}{8} = 7.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = 4.34 \frac{3.7^2}{8} = 7.43 \text{ KN.m}$$

Moments fléchissant sur appui à l'ELS :

$$M_A = 0.2 (M_{01}) = 1.486 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 3.715 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 2.972 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 2.972 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 3.715 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.2 (M_{05}) = 1.486 \text{ KN.m}$$

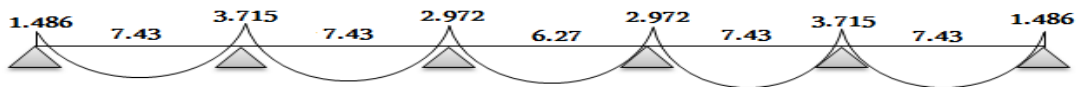


Figure (III.5) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Calcul des efforts tranchants à l'ELS :

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Tableau (III.2) : efforts tranchants dans les différentes travées

	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.m)	3.715	2.972	2.972	3.715	1.486
M_e (KN.m)	1.486	3.715	2.972	2.972	3.715
T_w (KN)	-7.69	-8.23	-7.378	-7.83	-8.63
T_e (KN)	8.37	7.83	7.38	8.23	7.43

la figure (III.6) montre la forme du diagramme des efforts tranchants :

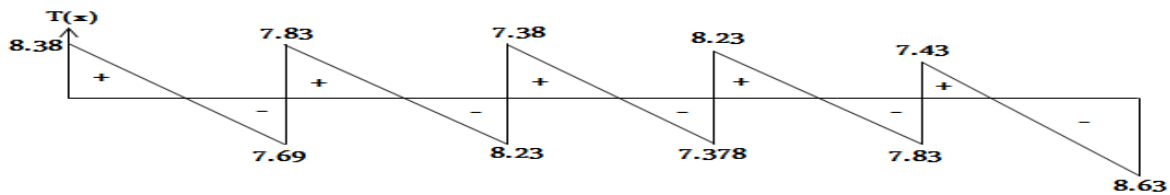


Figure (III.6) : Diagramme des efforts tranchants

B-2 Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis, les sections soumises à la flexion simple avec une fissuration peu nuisible, donc le calcul se fait à l'ELU avec des vérifications des contraintes à l'ELS.

➤ **En travées :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximal $M_{max}^t = 6.73 \text{ KN.m}$.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu}$$

$$M = 0.53 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.17 \times 1000 = 48.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t \leq M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.73 \times 10^3}{53 \times 18^2 \times 14.17} = 0.028 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_b < \mu_l$ La section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0.028 \text{ (utilisant le tableau 6)} \Rightarrow \beta = 0.986, \alpha = 0.0355$$

$$\alpha \leq 0.259 \text{ c'est le pivot A avec } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \text{ donc } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.73 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 5.17 \text{ KN.m}$

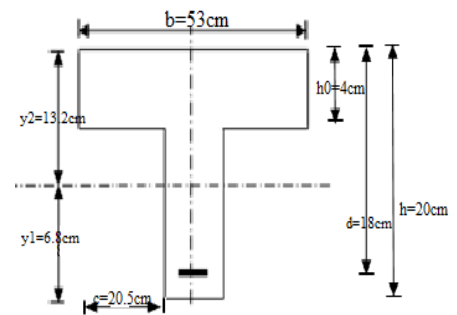


Figure (III.7) : section de poutelle

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.17 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.17} = 0.094 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_b < \mu_l$ La section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0.094 \text{ (utilisant le tableau 6)} \Rightarrow \beta = 0.951, \alpha = 0.1236$$

$$\alpha \leq 0.259 \text{ c'est le pivot A avec } \varepsilon_{st} = 10\% \text{ donc } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.17 \cdot 10^3}{0.951 \cdot 18 \cdot 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

B-3. Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \gamma \cdot M_{ser} / I \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$;

- **En travées :**

Position de l'axe neutre :

$$H = bh_0^2/2 - 15A_{st}(d - h_0) = 195.1 \geq 0$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, la vérification des contraintes se fera comme une section rectangulaire de dimensions $b \times h$

Pour $f_e = 400 \text{ MPa}$ on peut vérifier $\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100$

Avec $\gamma = M_u / M_{ser} = 6.73 / 7.43 = 0.906$

$$\alpha = 0.0355 \leq 0.203 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 0.87 \text{ cm}^2$

On a $f_e = 400 \text{ MPa}$ donc $\alpha = 0.1236 \leq (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 = 0.446 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Avec $\gamma = M_u / M_{ser} = 5.17 / 3.715 = 1.39$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_t = 1.09 \text{ cm}^2 \not\geq A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On prend le ferrailage minimal $A_{min} = 1.15 \text{ cm}^2$

Soit : $A_{st} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$A_a = 0.87 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 1\text{HA10} + 1\text{HA12} = 1.91 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales et vérifications :

b-1) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11.955 \times 10}{12 \times 18} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12, BAEL91**):

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm.}$$

Φ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un étrier $\Phi 6$ avec $A_t = 2\text{RL6} = 0.67 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\Phi 6$

♦ L'espace des étriers :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}.$$

$$S_t \leq \min\{16.2; 40 \text{ cm}\}.$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [**Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99**] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.67 \times 400}{12 \times 15} = 1.49 \text{ MPa} \geq 0.4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b-2) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \quad (\text{Avec } \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des armatures.})$$

$$\tau_{se} = \frac{11.955 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times \pi \times 12} = 1.96 \text{ MPa}$$

b-3) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} \quad \text{Avec } l_s : \text{longueur de scellement droit.}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers de haute adhérence.

$$L_a = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

b-4) Vérification de la compression de la bielle : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{max} \leq 0.267 b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{max} \leq 0.267 * 0.12 * 0.9 * 0.18 * 10^3 * 25 = 129.762 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} \leq 129.762 \text{ KN}$$

◆ Appuis de rive :

$$V_{max} = 11.955 \text{ KN} < 129.762 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

◆ Appuis intermédiaires :

$$V_{max} = 11.475 < 129.762 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b-5) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
 - $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$
 - $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $$\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

Avec:

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - h_0) \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S}{B_0}$; avec B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 6.8 \text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 6.8 = 13.2 \text{cm}$$

$$\text{On aura : } I_0 = 41983.39 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.007$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{53}\right)0.007} = 2.24$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} = \max\{0.5, 0\} = 0.5$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1.1 \times 41983.39}{1 + (0.5 \times 2.24)} = 21783.83 \text{cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = \frac{7.43 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818.87 \times 21783.83 \times 10^4} = 4.08 \text{ mm} < \bar{f} = 7.2 \text{mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

le ferrailage des poutrelles est présenté dans la figure suivant :

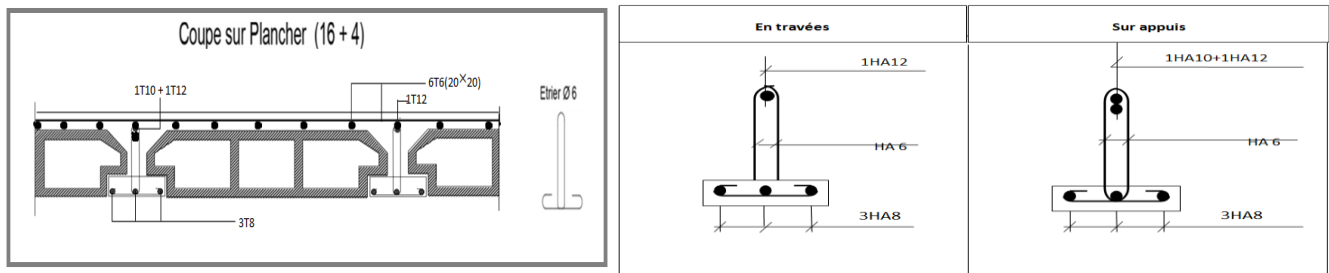


Figure (III.8) Ferrailages des poutrelles

III.2.3 Etude de la dalle de compression :

- Barres perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = (4.l_0) / f_e = 4 \times 0.53 \times 100 / 235 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$ car c'est du treillis soudés (rond lisse) RL

- Barres parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} : 5\Phi 6 / \text{ml} \quad 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \\ A_{//} : 5\Phi 6 / \text{ml} \quad 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$

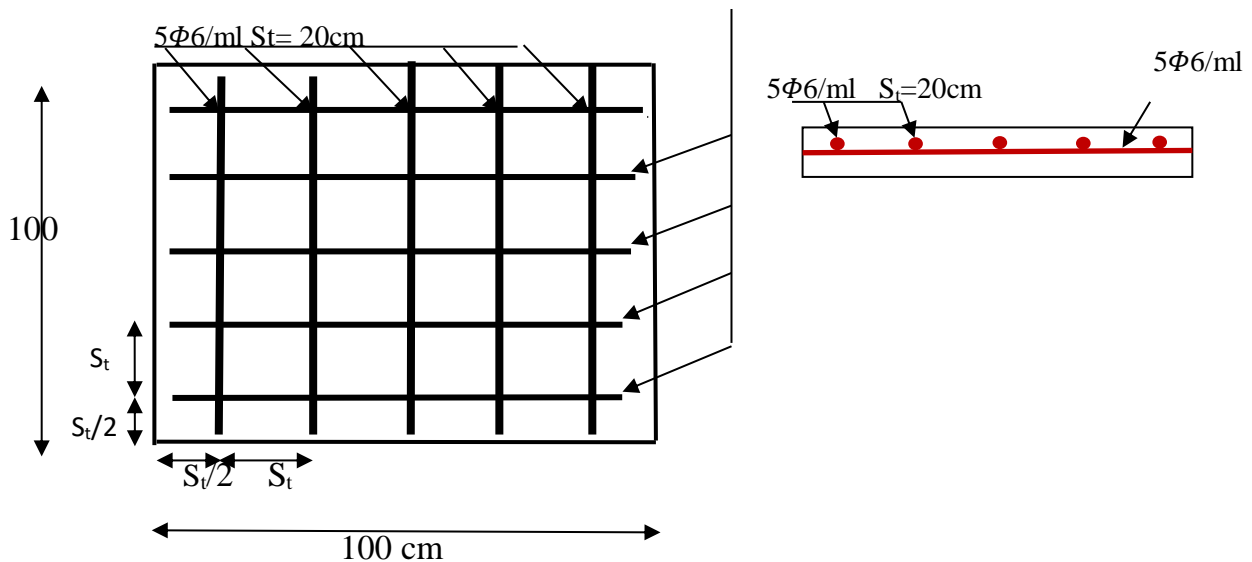


Figure (III.9) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III-3 L'acrotère :

III-3-1) Rôle de l'acrotère :

- * Assurer la sécurité totale des personnes au niveau de la terrasse inaccessible ;
- * Empêche l'écoulement de l'eau ;
- * Protéger le gravie de la poussée du vent ;

III-3-2) Définition :

- * L'acrotère est un élément en béton armé exposé à l'intempérie.
- * Il est assimilé à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse.
- * La section la plus défavorable donc est au niveau de l'encastrement.

Hypothèse de calcul :

- * Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- * La fissuration est nuisible.
- * Le calcul sera fait en flexion composée due à :
 - Un effort normal provoqué par son poids propre ;
 - Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercée par la main courante, ou bien à une force sismique.

Dimensions :

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans architecturaux

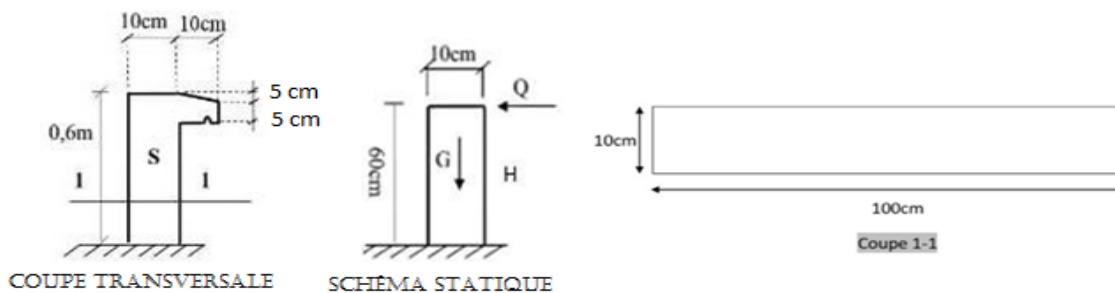


Figure (III.10) L'acrotère.

III-3-3) Evaluation des charges :

Charge permanente :

$$G = 2.21 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation : Est une force horizontale due à l'application de la main courante :

$$Q=1\text{kN}$$

La force sismique : L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p=4. A.C_p. W_P$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

$$A = 0,15 \text{ (RPA99, art 4.2.3 tableaux 4-1)}$$

Cp : Facteur de force horizontale (Cp= 0,8)

Wp: Poids de l'acrotère = 2.09 kN/ml

D'où : $Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.09 = 1.0 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

III-3-4) Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{aligned} N_G &= 2.21 \text{ KN} & M_G &= 0 \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ N_{Fp} &= 0 & M_{Fp} &\approx Fp \cdot H/2 = 1 \times 0.6/2 = 0.3 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Le tableau suivant nous donne les différentes combinaisons d'action :

Tableau (III.3) Combinaisons d'actions :

	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+ Q+ E	1,35G+1,5Q	G +Q
N(KN)	2.21	2.98	2.21
M(KN.m)	0.9	0.9	0.6

La combinaison à considérer est donc : 1,35G+1,5Q.

$$N_U = 2.98 \text{ kN} \quad M_U = 0.9 \text{ kN.m}$$

L'acrotère est un élément qui soumit à la flexion composée avec un effort de compression et qui assure le contreventement, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) de la pièce en majorant l'excentricité réelle de l'effort normal si la condition suivante est vérifiée :

$$L_f / h \leq \max (15 ; 20 e_1/h)$$

L_f : longueur de flambement $L_f = 2l_0$ (encastrée-libre)

$$L_f = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$)

e_1 : excentricité du premier ordre, de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = M_u / N_u = 0.31 \text{ m}$$

$L_f / h = 12 \leq \max(15 ; 62) = 62 \Rightarrow$ la pièce sera justifiée à la flexion composée en remplaçant e_1 par e_t

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

Φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation Instantanée
(Φ généralement égale à 2)

Donc :
$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10000 \times 0,1} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,0086m$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm}; l/250\text{cm} \}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 60/250 = 0.24\text{cm} \} = 2 \text{ cm}$$

D'où : $e_t = e_1 + e_2 + e_a = 0,31 + 0,0086 + 0,02 = 0,338 \text{ m}$

Centre de pression :

On a: $h/6 = 0.1/6 = 0.016 \text{ m} < e_t = 0.338 \text{ m}$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $[-h/6 ; +h/6]$, la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f .

Sollicitations majorées :

$$M_u = e_t \cdot N_u = 0,338 \times 2,98 = 1 \text{ kN.m}$$

Le moment par rapport au centre de gravité des armatures :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1 + 2.98(0.08 - 0.1/2) = 1.09 \text{ kN.m}$$

III-3-5) Calcul de Ferrailage à l'ELU :

Le moment réduit : $\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}}$

$\mu = 0.012 < 0.186$: Donc l'ELU est atteint au pivot A ; ($A' = 0$).

La section fictive d'aciers tendus :

$$A_{sf} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$\beta = 0.994$; D'où $A_{sf} = 0.4 \text{ cm}^2$

La section réelle d'acier tendu :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0.314 \text{ cm}^2$$

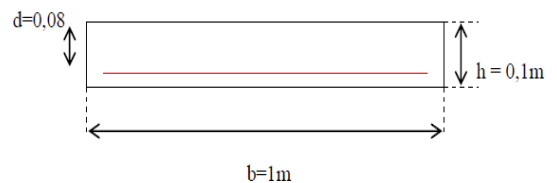


Figure (III.11) : section de l'acrotère

III-3-6) Calcul des armatures à l'ELS :

Selon documents basés sur les règles de BAEL 91, les sollicitations sont :

Un moment de flexion M_{ser} et un effort normal N_{ser} l'excentricité valeur : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ kN.m} ; N_{ser} = 2.21 \text{ kNml}$$

$$e = \frac{0.6}{2.09} = 0.27\text{m} = 27\text{cm}.$$

$e > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve en dehors de la section donc la section est partiellement comprimée.

Moment fictive par rapport au centre de gravité des armatures : $M_{serf} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$

$$M_{serf} = 0.6 + 2.21 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.71 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(f_e 0.5 ; 100 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} ; \eta = 1.6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\alpha}1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527 ; \bar{\mu}_{rb} = (1 - \alpha_1 / 3) \alpha_1 / 2 = 0.217$$

$$\bar{M}_{rb} = \bar{\mu}_{rb} b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = (0.217 \times 1 \times 80^2 \times 15) 10^{-3} = 20.83 \text{ KN.m}$$

$\bar{M}_{rb} > M_{serf} \Rightarrow$ la section simplement armée ($A' = 0$).

$$\bar{\mu}_1 = \frac{M_{serf}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = 0.00055 ; \beta_1 = 0.959 \text{ (tableau 7)}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.71 \times 10^3}{0.959 \times 8 \times 201.63} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.46 - \frac{2.21 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{ 1 ; 0.966 \}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \Rightarrow A_{smin} = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{stELU}; A_{stELS}; A_{min}) = \max(0.314 ; 0.35 ; 1.0) \text{ cm}^2 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit $4\emptyset 8/\text{ml}$; A_{st} adopté = $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{3\emptyset 6} \text{ avec } A_r = 0.84 \text{ cm}^2$$

Espacement :

- $S_t = b/4 = 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$
- $S_t = H/3 = 60/3 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

$S_{tmax} = \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t < S_{tmax} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Vérification au cisaillement : on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u \quad ; V_u = F_p + Q = 2 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

III-3-7) Schéma de ferrailage :

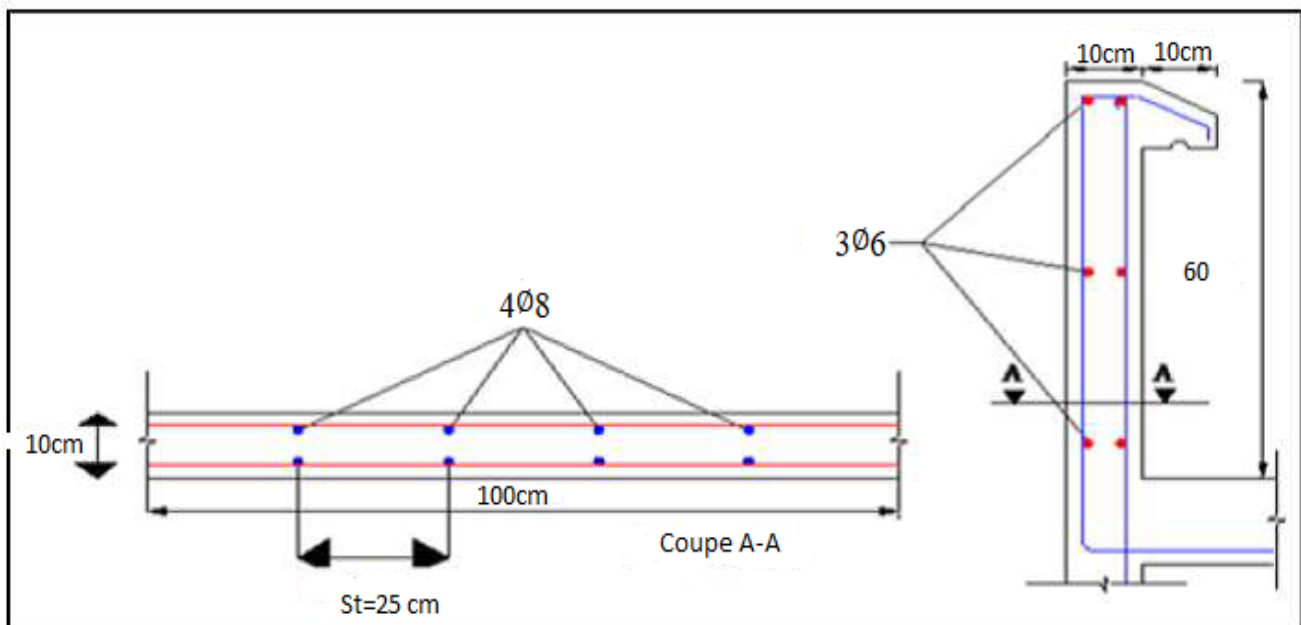


Figure (III.12): Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-4-Balcon :

III-4-1) Définitions :

Le balcon est un élément de structure, il est généralement encastré d'un côté et libre de l'autre, ce qui donne des fibres tendues situées à la partie supérieure de l'élément et celles qui sont comprimées se situent à la partie inférieure.

- ✓ Les fissurations sont considérées comme préjudiciables.
- ✓ Le garde-corps est l'ensemble d'éléments formant une barrière destinée à protéger les personnes de chute et à retenir des objets.
- ✓ La charge du garde-corps pour les emplacements publics : $G_g = 1 \text{ KN/m}$
- ✓ Hauteur de garde-corps : $h = 1.2 \text{ m}$

III-4-2) Evaluation des charges :

Tableau (III.4) : Evaluation des charges supportées par le balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Lit de sable	5	15	0.75
4-Dalle pleine	15	25	3.75
5-Enduit en plâtre	2	12	0.24
G	5.58Kn/m²		

III-4-3) Calcul des charges :

Pour une bande de : $b = 1 \text{ m}$

Poids propre du garde-corps : $P = G_g \times h \times b = 1 \times 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ KN}$

Poids propre du plancher : $g = G \times b = 5.58 \times 1 = 5.58 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $q = Q \times b = 3.50 \times 1 = 3.50 \text{ KN/ml}$

III-4-4) Calcul des moments :

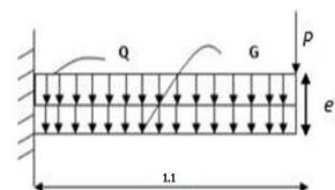
La zone critique c'est au niveau d'encastrement ou le moment est maximal

$$\left\{ \begin{aligned} M_Q &= \frac{qL^2}{2} = \frac{3.50 \times 1.1^2}{2} = 2.12 \text{ kN.m} \\ M_g &= \frac{gL^2}{2} = \frac{5.58 \times 1.1^2}{2} = 3.38 \text{ kN.m} \\ M_p &= pL = 1.2 \times 1.1 = 1.32 \text{ kN.m} \\ \Rightarrow M_g + M_p &= 3.38 + 1.32 = 4.7 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

III-4-5) combinaisons des moments :

✓ AL'E.L. U

$$M_u = 1.35 (M_g + M_p) + 1.5 M_Q = 9.525 \text{ kN.m}$$



✓ AL'ELS

$$M_{ser} = (M_g + M_p) + MQ = 6.82 \text{ kN.m}$$

III-4-6) calcul de la section de ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable le calcul conduit à l'ELS et la vérification se fait à l'ELU

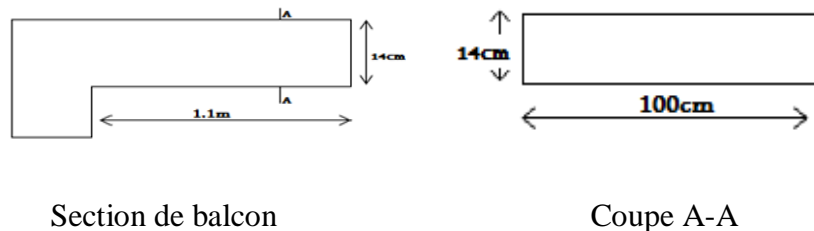


Figure (III.13) : schéma du balcon

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm}$$

Le ferrailage à l'ELS :

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527 ; \bar{\mu}_{rb} = (1 - \alpha_1/3) \alpha_1/2 = 0.217$$

$$\bar{M}_{rb} = \bar{\mu}_{rb} b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = (0.217 \times 1 \times 120^2 \times 15) 10^{-3} = 46.87 \text{ KN.m}$$

$$\bar{M}_{rb} > M_{serf} \Rightarrow \text{la section simplement armée } (A' = 0).$$

$$\bar{\mu}_1 = \frac{M_{serf}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = 0.0023 ; \beta_1 = 0.920 \text{ (tableau 7)}.$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{6.82 \times 10^3}{0.920 \times 12 \times 201.63} = 3.06 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à l'ELU:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.525 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.17} = 0.047 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A. ; } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.976$$

$$\text{D'où: } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.525 \times 10^3}{0.976 \times 12 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_{stELU}; A_{stELS}) = \max(2.34 ; 3.06) = 3.06 \text{ cm}^2$$

L'ELS est déterminant

Condition non-fragilité :

$$A_S > A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 * 12 * 100 * \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S > A_{min} \text{ (c.v)}$$

Soit : $A = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } e = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } e = 20 \text{ cm.}$$

III-4-8) schéma de ferrailage

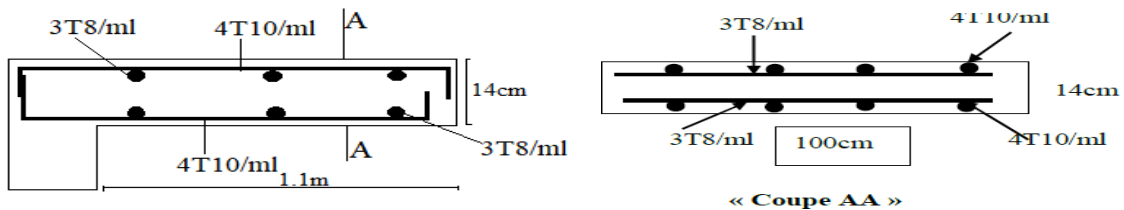
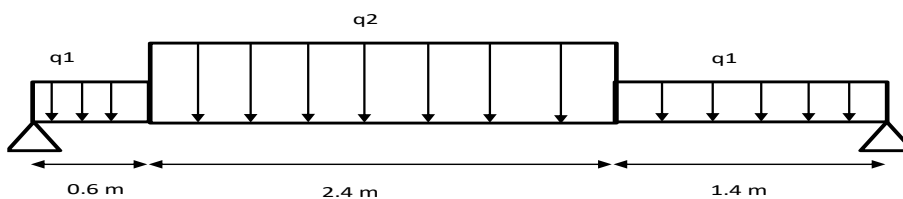


Figure (III.14): ferrailage du balcon

III-5) Les escaliers :

III-5-1) Détermination des efforts internes :

a. Schéma statique de l'escalier



b. Combinaison des charges :

E.L.U.:

$$q_{u1} = 1,35G1 + 1,5Q = 17.12 \text{ kN/ml} \quad ; \quad q_{u2} = 1,35G2 + 1,5Q = 19.13 \text{ kN/ml}$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G1+Q = 12.25 \text{ kN/ml} \quad ; \quad q_{ser2}=G2+Q=13.81\text{kN/ml}$$

Réactions d'appuis :

$$\Sigma M/A = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B \times 4.4 - 17.12 \frac{0.6^2}{2} - 19.13 \times 2.4(0.6+2.4/2) - 17.12 \times 1.4(0.6+2.4+1.4/2) = 0$$

$$R_B = \mathbf{39.64 \text{ KN}}$$

$$\Sigma Fy = R_A + R_B \quad \Rightarrow \quad 19.13 \times 2.4 + 17.12 (1.4+0.6) = 80.15 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad R_A = \mathbf{40.51 \text{ KN}}$$

Effort tranchant :

$$T = R_A = 40.51 \text{ kN}$$

Moment fléchissant :

On calcule le moment en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- On fait le calcul exact de la poutre isostatique du **schéma statique de l'escalier** ;
- On utilise la formule de la poutre isostatique simplifiée suivante :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 46.27 \text{ kn.m}$$

➤ *En travée :*

$$\text{Tel que } q = \max \{q_{u1}; q_{u2}\} = \max \{17.12 ; 19.13\} = 19.13 \text{ kN}$$

$$q_u = 19.13 \text{ kN} \Rightarrow M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 39.32 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 13.81 \text{ kN} \Rightarrow M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 28.4 \text{ kN.m}$$

➤ *En appui :*

$$M_{Au} = 0.2 M_{Tu} = 9.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{As} = 0.2 M_{Ts} = 6.684 \text{ KN.m}$$

III-5-2) Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une bande de 1m, de dimension :

$$b=100 \text{ cm} ; h = e = 17\text{cm} ; d = 14\text{cm} ; c = c' = 3 \text{ cm} ; \sigma_s = 348\text{MPa} . ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible. La section est soumise en flexion simple

En travée :

$$M_{tu} = 39.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{39320}{100(14)^2 \times 14.2} = 0.14 < \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.19$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.19) = 12.9 \text{ cm}$$

$$A_{tu} = \frac{Mt}{Z \times \sigma_s} = \frac{39320}{12.9 \times 348} = 8.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = \mathbf{6HA14/ml} = \mathbf{9.23 \text{ cm}^2}.$$

En appui :

$$M_{\text{appui}} = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{9250}{100(14)^2 \times 14.2} = 0.0332 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 14 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 13.77$$

$$A_{au} = \frac{Mt}{Z \times \sigma_s} = \frac{9250}{13.77 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } A_s = \mathbf{4HA8/ml} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}.$$

Vérification de l'ELS :

Pour $f_c = 400 \text{ MPa}$ on peut justifier l'état limite de compression du béton par la vérification de :

$$\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100$$

$$\text{Avec } \gamma = M_u/M_{ser}$$

$$\text{En travée on a } \gamma = 1.38$$

$$\alpha = 0.19 \leq 0.44 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Sur appui on a } \gamma = 1.384$$

$$\alpha = 0.04 \leq 0.44 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de cisaillement :

$$\text{Effort tranchant maximal : } V_u = 40.51 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40.51 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \text{ La fissuration étant peu nuisible.}$$

Donc pas de cisaillement au niveau du béton d'âme.

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 2.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{6HA8} \text{ avec un espacement : } s = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

On placera des armatures de répartition de **6HA8**, et les marches ne seront pas ferrillées.

III.5.3 Schéma de ferrailage :

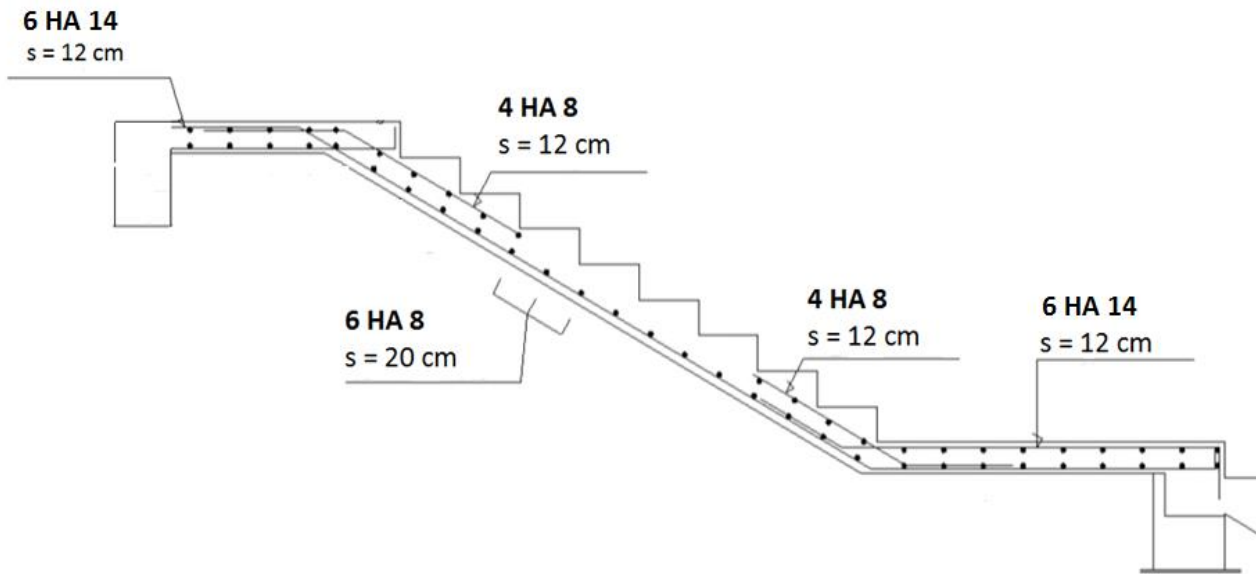


Figure (III.15) : ferrailage d’Escalier

III.5.4 Ferrailage de la poutre palière :

Le palier est posé sur une poutre palière soumise à la flexion simple plus la torsion ; elle soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aux réactions qui proviennent des escaliers

➤ Dimensions :

La section de la poutre est $b \times h$, tel que :

D’après la condition de flèche définit par le BAEL91 :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 20.66\text{cm} \leq h \leq 31\text{cm}$$

$$b = \text{largeur de mur} = 20 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Selon RPA 99/2003} \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

Alors on prend une section (20 × 30) cm.

➤ Evaluation de la charge de la poutre palière :

Poids propre de la poutre:..... $25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.50 \text{ kN/ml}$

Poids propre de la maçonnerie $3.77 \times H = 3.7 \times 1.5 = 5.5 \text{ kN/ml}$

Réactions des volées..... $2R_A/L = (39.64 + 40.51) / 3.1 = 25.85 \text{ kN/ml}$

$$q_u = (1.5 + 5.5) \times 1.35 + 25.85 = 35.36 \text{ kN/ml} : \text{ la charge du palier est déjà pondérée}$$

➤ Sollicitation internes :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{35.36 \times 3.1^2}{8} = 42.47 \text{ KN.m}$$

a) **En travée :**

$$M_{tu} = 0.85 M_0 = 36.09 \text{ kN.m}$$

b) **En appui :** $M_{Au} = 0.2 M_0 = 8.49 \text{ kN.m}$

➤ Calcul des armatures :

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9h = 27 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

a) **En travée :** $M_{tu} = 36.09 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{36090000}{1000(270)^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 26.52 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{Z \times \sigma_s} = \frac{36090}{26.52 \times 348} = 3.9 \text{ cm}^2$$

b) **En appui :** $M_{Au} = 8.49 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{8490000}{1000(270)^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 26.89 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{Mt}{Z \times \sigma_s} = \frac{8490000}{268.9 \times 348} = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ on adopte}$$

Ferraillage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 40.51 \text{ KN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{42.91 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.158 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ Mpa} < \tau_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Calcul à la torsion

✓ **Moment de torsion**

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = -9.25 \times \frac{3.1}{2} = -14.34 \text{ KN.m}$$

Avec : M_B : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier.

D'après le Règles BAEL 91. dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \varnothing/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\varnothing = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (b - e)(h - e) = 375\text{cm}^2$$

$U = 2(b+h) = 100\text{cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

Armatures longitudinales

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14.34 \times 10^{-3} \times 1.00}{2 \times 0.0375 \times 348} = 5.5\text{cm}^2$$

Armatures transversales

on fixe $s_t = 15\text{cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{14.34 \times 15}{2 \times 0.0375 \times 348} = 0.82\text{cm}^2$

Contrainte de cisaillement

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0375 \times 0.05} = 3.824\text{MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.158^2 + 3.824^2} = 3.83\text{MPa}$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

Ferrailage globale

En travée : $A_{st} = A_{T_{RAV}}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.9 + \frac{5.5}{2} = 6.65\text{cm}^2$

Soit 6HA12 + 3HA10 = 9.14 cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.9 + \frac{5.5}{2} = 3.65\text{cm}^2$

Soit 3HA12+3HA10= 5.75 cm².

Armature transversale :

$A_{trans} = A_{tran}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.9 + 0.82 = 1.72\text{cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

Plan de ferrailage :

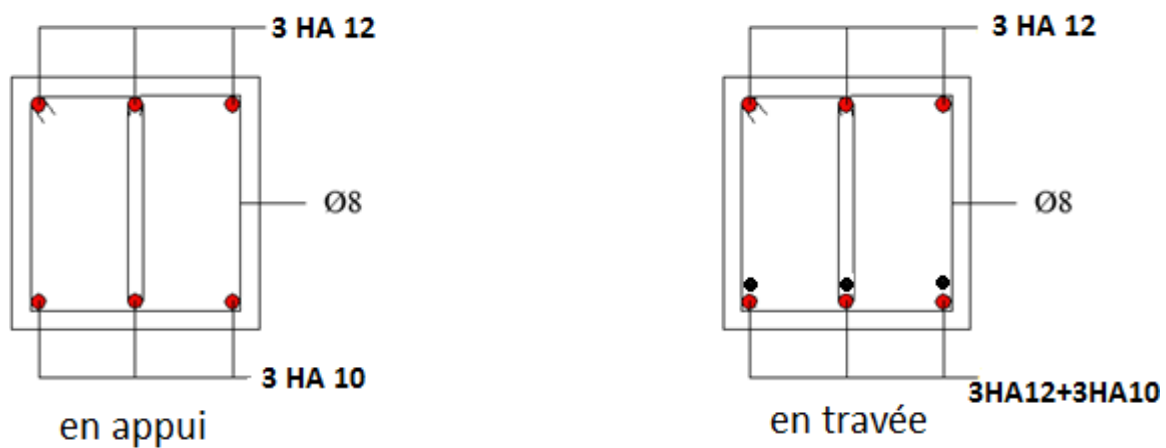


Figure (III.16) : ferrailage poutre palière (20×30)

CHAPITRE VI

Étude sismique

IV-1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute parmi celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

IV-2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif principale de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV-3. Vérification de la section des poteaux sous l'effort sismique :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les causes suivantes doivent être vérifiées :

Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

Tableau IV-1 : Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b, h)} = 25 \text{ cm}$	Oui
$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$\text{Min (b, h)} = 25\text{cm} \geq (h_e/20) = (306)/20 = 15.3\text{cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$	Oui

Vérification des sollicitations normale Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1)** :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs des sollicitations N_d pour le poteau le plus sollicité, sont calculées à l'aide de Robot structural analysais 2014.

Tableau IV-2 : Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

	Poteaux	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B * f_{c28}} \leq 0.3$	Observation
5 ^{ème} étage	25*25	179.59	2.50	625	0.11	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	25*25	211.6	2.50	625	0.14	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	30*30	290.38	2.50	900	0.13	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	30*30	406.79	2.50	900	0.18	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	30*30	526.47	2.50	900	0.23	Condition vérifiée
RDC	40*40	816.44	2.50	1600	0.2	Condition vérifiée
Sous-sol	40*40	841.97	2.50	1600	0.21	Condition vérifiée

Les sections des poteaux choisis sont satisfaites aux conditions de RPA99/03.

IV-4-Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, d'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II** a groupe d'usage 2.

IV-4-1. Méthode d'analyse modale spectrale

a- Principe

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

b- Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus pratique quand la méthode Statique équivalente n'est pas applicable.

Spectre de réponse de calcul

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

c- Détermination des paramètres

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA 99/ version 2003)

❖ **Classification de site**

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble

(Catégorie S3).

❖ **Coefficient d'accélération A**

Zone IIa, groupe 2, (la classification sismique de wilaya Sétif : **RPA 99 / version 2003**) alors d'après les deux critères précédents on obtient :

A= 0.15 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

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

❖ **Périodes caractéristiques T1 ; T2**

Pour notre site type : **S3** **T1 = 0,15s** **T2 = 0,50 (tab 4.7 de la RPA 99/2003)**

❖ **Coefficient de correction d'amortissement η**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\eta = 0.882 > 0.7$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour un contreventement mixte (**$\eta = 0.882$**).

❖ **Période fondamentale (T)**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (23.46)^{3/4} = 0.53 \text{ s} \\ 0.09 h_n / \sqrt{D_x} = 0.09 \times (23.46 / \sqrt{18.2}) = 0.49 \text{ s} \\ 0.09 h_n / \sqrt{D_y} = 0.09 \times (23.46 / \sqrt{9.6}) = 0.68 \text{ s} \end{cases}$$

$T_x=0.49s$; $T_y=0.53s$ (empiriques) $T_x=0.67s$; $T_y=0.55s$ (Tableaux IV.4)

$T_{analy} < T_{empri} \rightarrow T = T_{analy}$

$T_{empri} < T_{analy} < 1.3 T_{empri} \rightarrow T = T_{empri}$

$T_{analy} > 1.3 T_{empri} \rightarrow T = 1.3 T_{empri}$

Avec :

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

$h_N = 23.46 \text{ m}$; **$D_x = 18.2 \text{ m}$** ; **$D_y = 9.6 \text{ m}$** .

Direction X :

$$0.67 > 1.3 \times 0.49 = 0.64 \rightarrow T_x = 0.64$$

Direction Y :

$$0.53 < 0.55 < 1.3 \times 0.53 = 0.69 \rightarrow T_y = 0.53$$

On a : $T_2 = 0.5 \text{ sec}$

Donc :

$$T_2 = 0.5 \leq T = 0.64 \text{ s} \leq 3 \rightarrow D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.87}$$

$$T_2 = 0.5 \leq T = 0.53 \text{ s} \leq 3 \rightarrow D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = \mathbf{2.12}$$

❖ **Coefficient de comportement R**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Avec :

$$N_{\text{voile}} = 7539.31 ; N_{\text{total}} = 20143.8 ; N_{\text{voile}} / N_{\text{total}} = 0.37 \geq 0.2$$

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

❖ **Facteur de qualité Q**

Tableau IV-3 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	x	y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
La somme	0,25	0.20

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$$Q_x = 1.25 ; Q_y = 1.2$$

d- Nombre de mode à considérer

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

e- Modélisation

Notre structure est régulière en plan d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encadré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme)

Tableau IV-4 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2014).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	1.54	0.67	65.90	00	0.0	62.8	0.0	0.00
2	1.86	0.55	65.90	68.35	0.0	0.0	65.61	0.00
3	2.38	0.43	66.37	68.35	0.0	0.39	0.0	0.00
4	5.27	0.2	77.16	68.35	0.0	10.65	0.0	0.00
5	7.74	0.13	77.16	85.09	0.0	0.0	16.87	0.00
6	9.96	0.10	78.03	85.09	0.1	0.59	0.0	0.00
7	10.08	0.09	80.80	85.09	0.22	3.13	0.0	0.22
8	11.39	0.06	80.91	90.85	29.92	3.03	0.0	29.7
9	13.82	0.06	82.99	91.14	32.26	0.00	0.07	2.34
10	14.2	0.04	83.91	91.14	50.62	0.00	0.01	18.35

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4. B)** : **30%** de la valeur trouvée des formules empiriques ne doit pas dépasser la valeur de **T** calculée.

0.49×0,3=0.15 sec <T=0.55 sec la condition vérifiée

f- Poids total de la structure

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau **4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure. $\sum W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0.20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le **Logiciel Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014.**

$$\sum W_i = 5429.57 \text{ KN}$$

Application de la méthode d'analyse modale spectrale

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

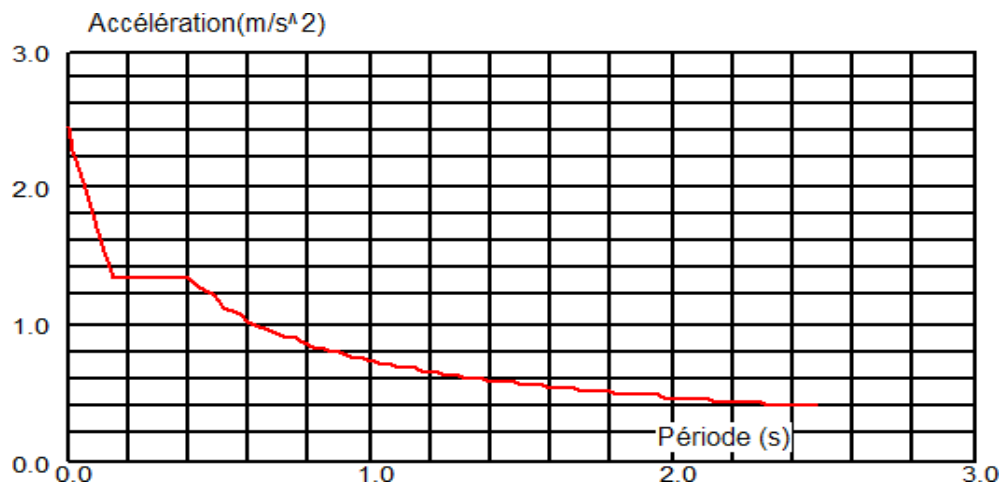


Figure IV-1 : Spectre de réponse

g- Disposition des voiles :

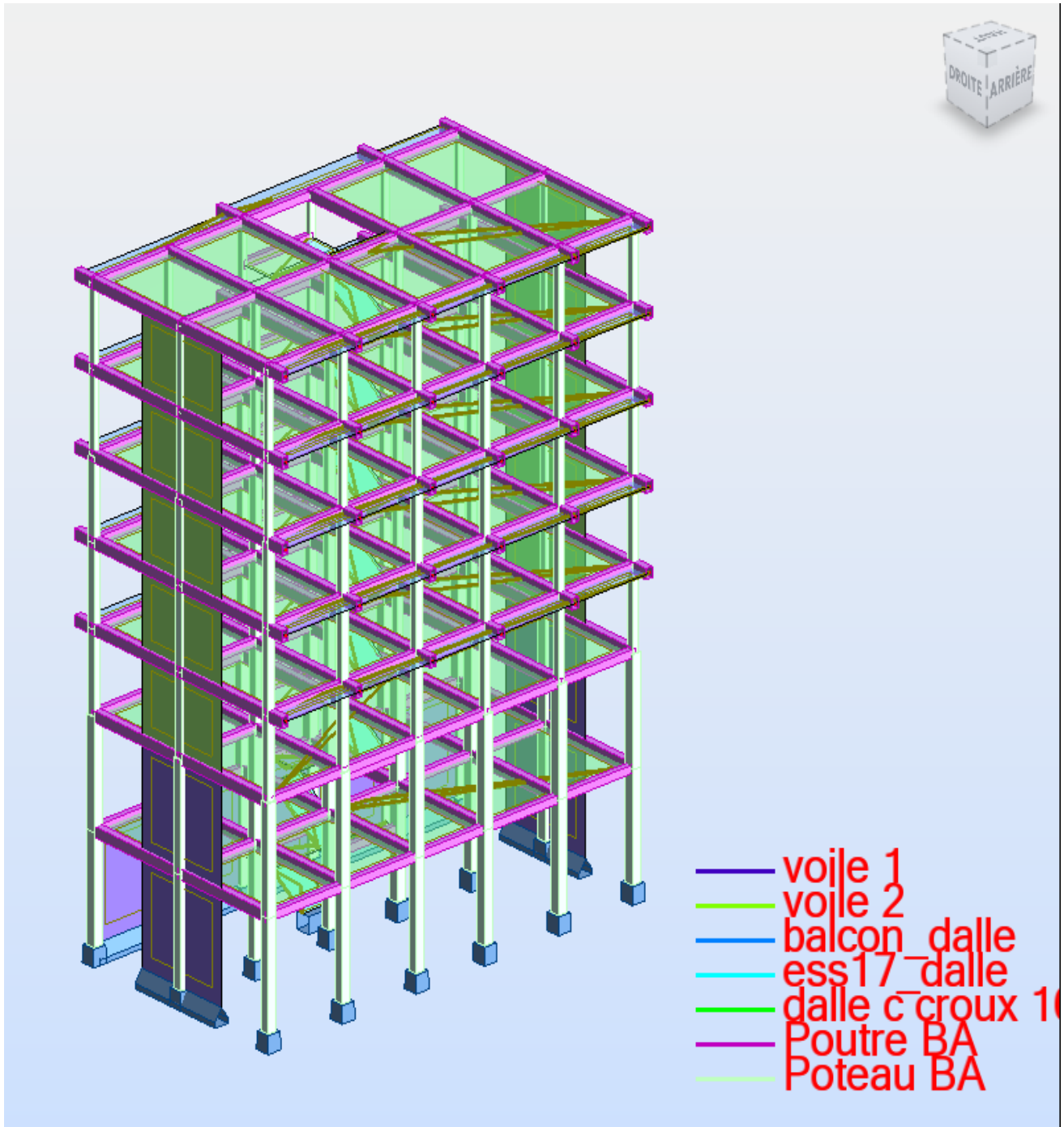


Figure IV-2 : Vue en 3D de la structure

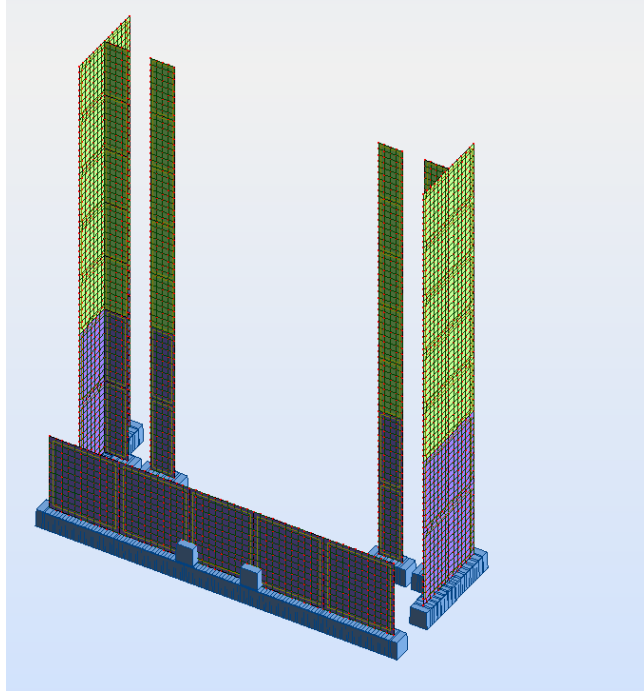


Figure IV-3 : Vue en 3D des voiles

IV-4-2. Interprétations des résultats

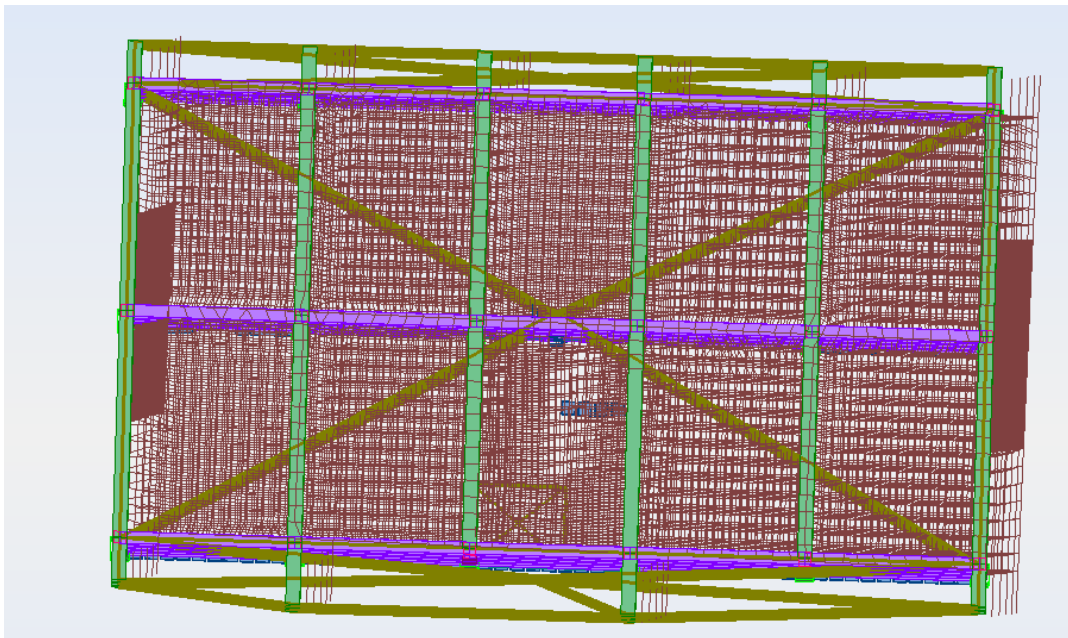


Figure IV-4 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2014**).

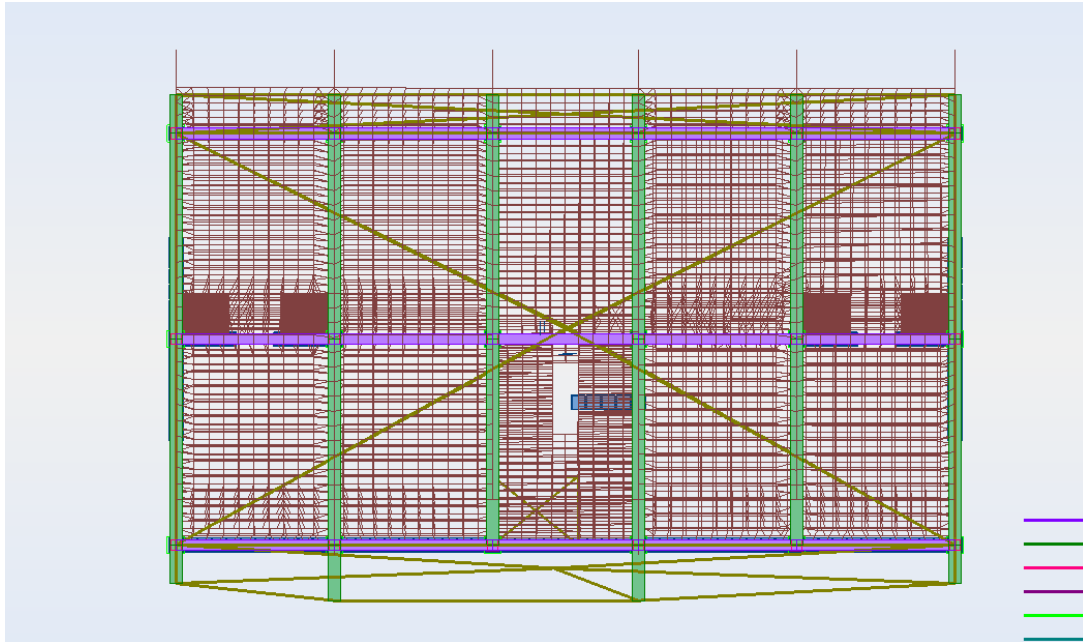


Figure IV-5 : 2eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2014**).

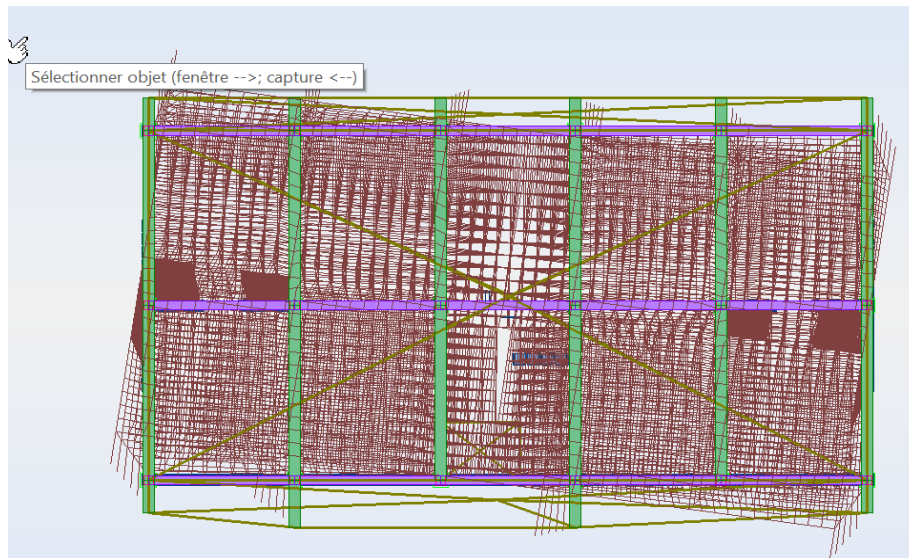


Figure IV-6 : 3ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X- Y (résultats de **Robot 2014**).

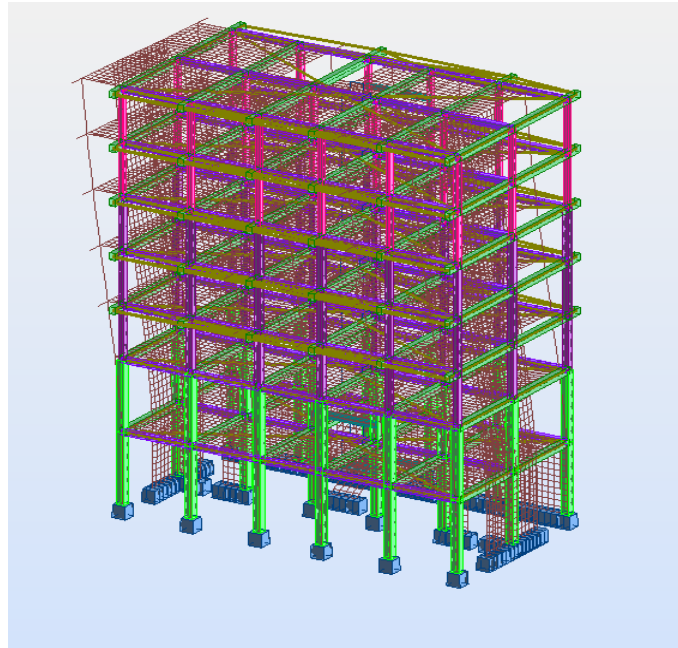


Figure IV-7 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de **Robot 2014**).

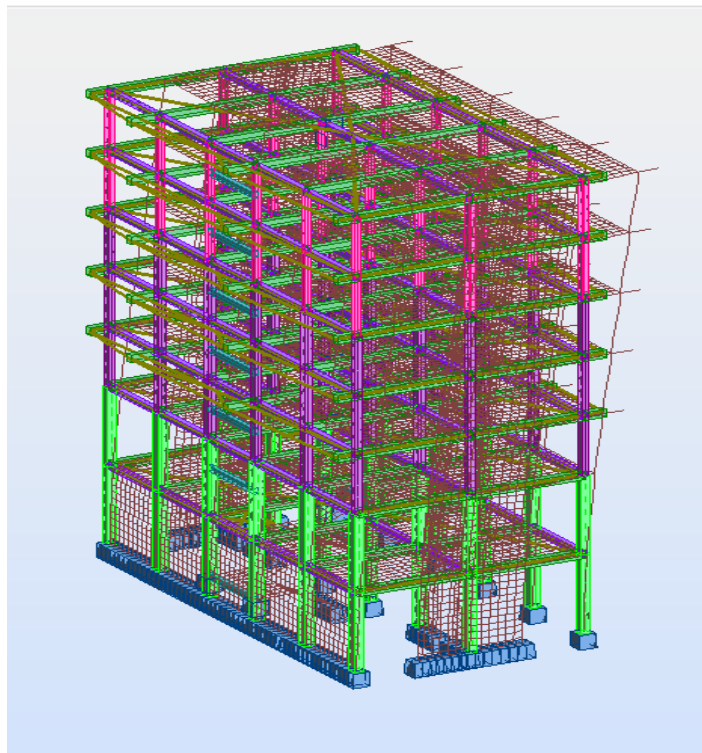


Figure IV-8 : 2^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de **Robot 2014**).

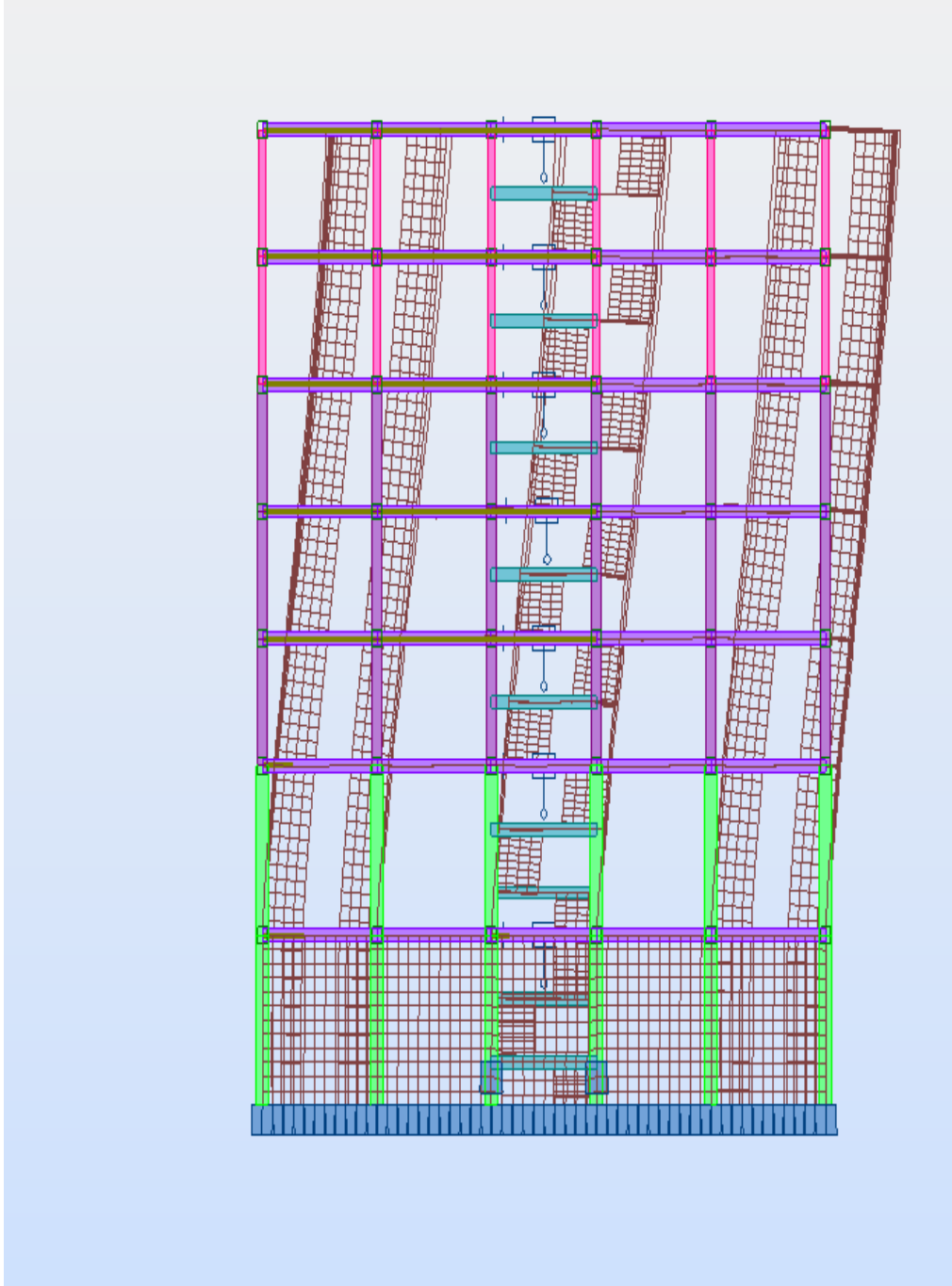


Figure IV-9 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de Robot 2014).

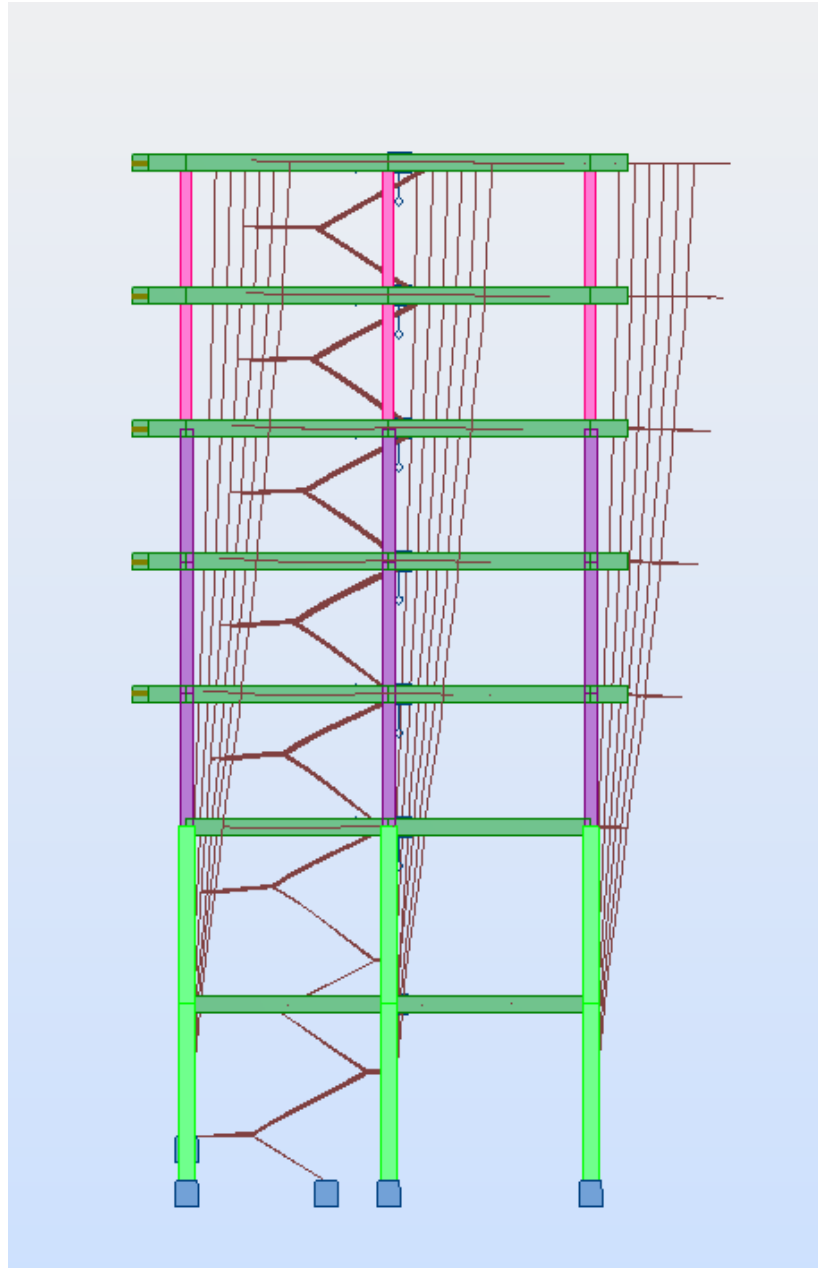


Figure IV-10 : 2^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z
(résultats de **Robot 2014**)

IV-5. Vérification de la résultante des forces sismiques

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.25}{3.5} 5429.57 = 543.92 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.12 \times 1.2}{3.5} 5429.57 = 591.98 \text{ KN.}$$

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\frac{F_x}{V} = \frac{1061}{543.92} = 1.95 > 0.8 \text{ vérifiée}$$

$$\frac{F_y}{V} = \frac{1221.56}{591.98} = 2.06 > 0.8 \text{ vérifiée}$$

IV-5-1. Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h) à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV-5 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques

	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
cas 5				Ex		
Etage 1	1,7	0,1	2,1	0,5	0,1	0
Etage 2	1,7	0,1	4	0,7	1,6	0
Etage 3	1,8	0,1	5,9	0,9	3,3	0
Etage 4	1,7	0,1	7,7	1,1	4,9	0,1
Etage 5	1,5	0,1	9,2	1,3	6,5	0,1
Etage 6	1,2	0,1	10,5	1,5	7,9	0,1
cas 6				Ey		
Etage 1	0	0,9	0,1	1,4	0	0,4
Etage 2	0	0,9	0,1	2,3	0	1,4
Etage 3	0	1	0,1	3,4	0	2,3
Etage 4	0	1,1	0,1	4,4	0,1	3,3
Etage 5	0	1,1	0,1	5,5	0,1	4,4

Etage 6	0	1	0,1	6,6	0,1	5,5
cas 9	G+Q+Ex					
Etage 1	1,7	0,1	2,1	0,4	0,1	0
Etage 2	1,7	0,1	4	0,6	1,6	0
Etage 3	1,8	0,1	5,9	0,8	3,3	0
Etage 4	1,7	0,1	7,6	1	5	0
Etage 5	1,5	0,1	9,2	1,2	6,5	0
Etage 6	1,2	0,1	10,5	1,4	7,9	0
cas 11	G+Q-Ex					
Etage 1	-1,7	-0,1	-0,1	0	-2,1	-0,5
Etage 2	-1,7	-0,1	-1,6	0	-4	-0,7
Etage 3	-1,8	-0,1	-3,3	0	-5,9	-0,9
Etage 4	-1,7	-0,1	-5	0	-7,6	-1,1
Etage 5	-1,5	-0,1	-6,5	-0,1	-9,2	-1,3
Etage 6	-1,2	-0,1	-7,9	-0,1	-10,5	-1,5
cas 12	G+Q+Ey					
Etage 1	0	0,9	0,1	1,4	0	0,4
Etage 2	0	0,9	0,1	2,3	0	1,4
Etage 3	0	1	0,1	3,4	0	2,3
Etage 4	0	1,1	0,1	4,4	0,1	3,3
Etage 5	0	1,1	0,1	5,5	0,1	4,4
Etage 6	0	1	0,1	6,6	0,1	5,5
cas 13	G+Q-Ey					
Etage 1	0	-0,9	0	-0,4	0	-1,4
Etage 2	0	-0,9	0	-1,4	-0,1	-2,3
Etage 3	0	-1	0	-2,3	-0,1	-3,4
Etage 4	0	-1,1	0	-3,3	-0,1	-4,5
Etage 5	0	-1,1	-0,1	-4,4	-0,1	-5,5
Etage 6	0	-1	-0,1	-5,5	-0,1	-6,6
cas 14	G+Q+1.2Ex					
Etage 1	2	0,2	2,5	0,5	0,1	0
Etage 2	2,1	0,1	4,8	0,8	2	0
Etage 3	2,1	0,1	7	1	3,9	0
Etage 4	2	0,1	9,2	1,3	6	0
Etage 5	1,7	0,1	11,1	1,5	7,8	0,1
Etage 6	1,4	0,1	12,6	1,7	9,5	0,1
cas 15	G+Q-1.2Ex					
Etage 1	-2	-0,2	-0,1	0	-2,5	-0,5
Etage 2	-2,1	-0,1	-2	0	-4,8	-0,8
Etage 3	-2,1	-0,1	-3,9	0	-7	-1
Etage 4	-2	-0,1	-6	-0,1	-9,2	-1,3
Etage 5	-1,7	-0,1	-7,8	-0,1	-11,1	-1,5
Etage 6	-1,4	-0,1	-9,5	-0,1	-12,6	-1,8

cas 16		G+Q+1.2Ey				
Etage 1	0	1,1	0,1	1,7	0	0,5
Etage 2	0	1,1	0,1	2,8	0	1,6
Etage 3	0	1,2	0,1	4	0	2,8
Etage 4	0	1,3	0,1	5,3	0,1	4
Etage 5	0	1,3	0,1	6,6	0,1	5,3
Etage 6	0	1,2	0,1	7,9	0,1	6,6
cas 17		G+Q-1.2Ey				
Etage 1	0	-1,1	0	-0,5	-0,1	-1,7
Etage 2	0	-1,1	0	-1,6	-0,1	-2,8
Etage 3	0	-1,3	0	-2,8	-0,1	-4
Etage 4	0	-1,3	-0,1	-4	-0,1	-5,3
Etage 5	0	-1,3	-0,1	-5,3	-0,1	-6,6
Etage 6	0	-1,3	-0,1	-6,6	-0,1	-7,9
cas 18		0.8G+Ex				
Etage 1	1,7	0,1	2,1	0,4	0,1	0
Etage 2	1,7	0,1	4	0,6	1,6	0
Etage 3	1,8	0,1	5,9	0,9	3,3	0
Etage 4	1,7	0,1	7,6	1,1	5	0
Etage 5	1,5	0,1	9,2	1,3	6,5	0,1
Etage 6	1,2	0,1	10,5	1,5	7,9	0,1
cas 19		0.8G-Ex				
Etage 1	-1,7	-0,1	-0,1	0	-2,1	-0,4
Etage 2	-1,7	-0,1	-1,6	0	-4	-0,6
Etage 3	-1,8	-0,1	-3,3	0	-5,9	-0,9
Etage 4	-1,7	-0,1	-5	0	-7,6	-1,1
Etage 5	-1,5	-0,1	-6,5	-0,1	-9,2	-1,3
Etage 6	-1,2	-0,1	-7,9	-0,1	-10,5	-1,5
cas 20		0.8G+Ey				
Etage 1	0	0,9	0	1,4	0	0,4
Etage 2	0	0,9	0,1	2,3	0	1,4
Etage 3	0	1	0,1	3,4	0	2,3
Etage 4	0	1,1	0,1	4,4	0,1	3,3
Etage 5	0	1,1	0,1	5,5	0,1	4,4
Etage 6	0	1	0,1	6,6	0,1	5,5
cas 21		0.8G-Ey				
Etage 1	0	-0,9	0	-0,4	0	-1,4
Etage 2	0	-0,9	0	-1,4	-0,1	-2,3
Etage 3	0	-1	0	-2,3	-0,1	-3,4
Etage 4	0	-1,1	0	-3,3	-0,1	-4,4
Etage 5	0	-1,1	-0,1	-4,4	-0,1	-5,5
Etage 6	0	-1	-0,1	-5,5	-0,1	-6,6

IV-5-2. Vérification vis-à-vis des déformations

Niveau	dr UX(cm)	dr UY (cm)	1%he(cm)	Obs
Etage 1	0.122	0.299	4.08	Ok
Etage 2	1.033	0.667	4.08	Ok
Etage 3	1.056	0.664	3.06	Ok
Etage 4	1.081	0.74	3.06	Ok
Etage 5	0.996	0.768	3.06	Ok
Etage 6	0.877	0.769	3.06	Ok
Etage 7	0.717	0.745	3.06	Ok

IV-5-3. Vérification de l'excentricité accidentelle

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_{xi} = 0,05 \times 18,2 = 0,91\text{m}$

Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_{yi} = 0,05 \times 9,6 = 0,48\text{m}$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum X_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum Y_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 201**

Tableau IV-6 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

NIVEAU	Position du centre de masse			Position du centre d'Excentricité Torsion			
	$W_{\text{étage}} \text{ (t)}$	$X_G \text{ (m)}$	$Y_G \text{ (m)}$	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
Etage 1	251.57	9.09	3.83	9.1	0.21	0.01	3.62
Etage 2	203.86	9.11	4.75	9.1	4.37	0.01	0.38
Etage 3	194.51	9.08	4.72	9.1	4.47	0.02	0.25
Etage 4	194.51	9.08	4.72	9.1	4.47	0.02	0.25
Etage 5	187.03	9.07	4.62	9.1	4.47	0.03	0.15
Etage 6	190.72	9.07	4.72	9.1	4.48	0.03	0.24
Etage 7	195.26	9.07	4.69	9.1	4.48	0.03	0.21

Finalement :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

V-1. Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (*Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014*), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de charges.

- * Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- * Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- * Les voiles seront également dimensionnés en flexion composée.

V-2. Les poutres principales (30x40) :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots$ (ELU)
- $G + Q \dots\dots\dots$ (ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- $G + Q \pm E_x$
- $0,8G \pm E_x$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm E_y$
- $0,8G \pm E_y$

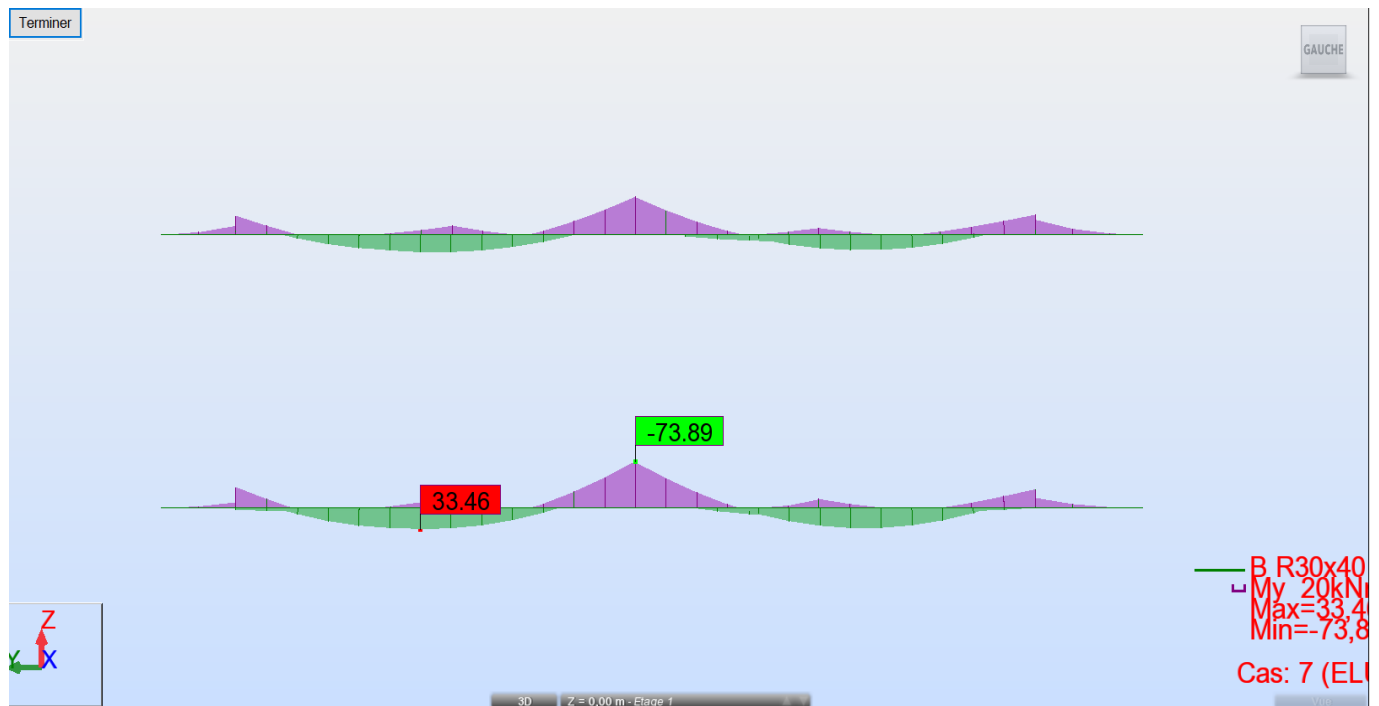


Figure V-1 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELU)

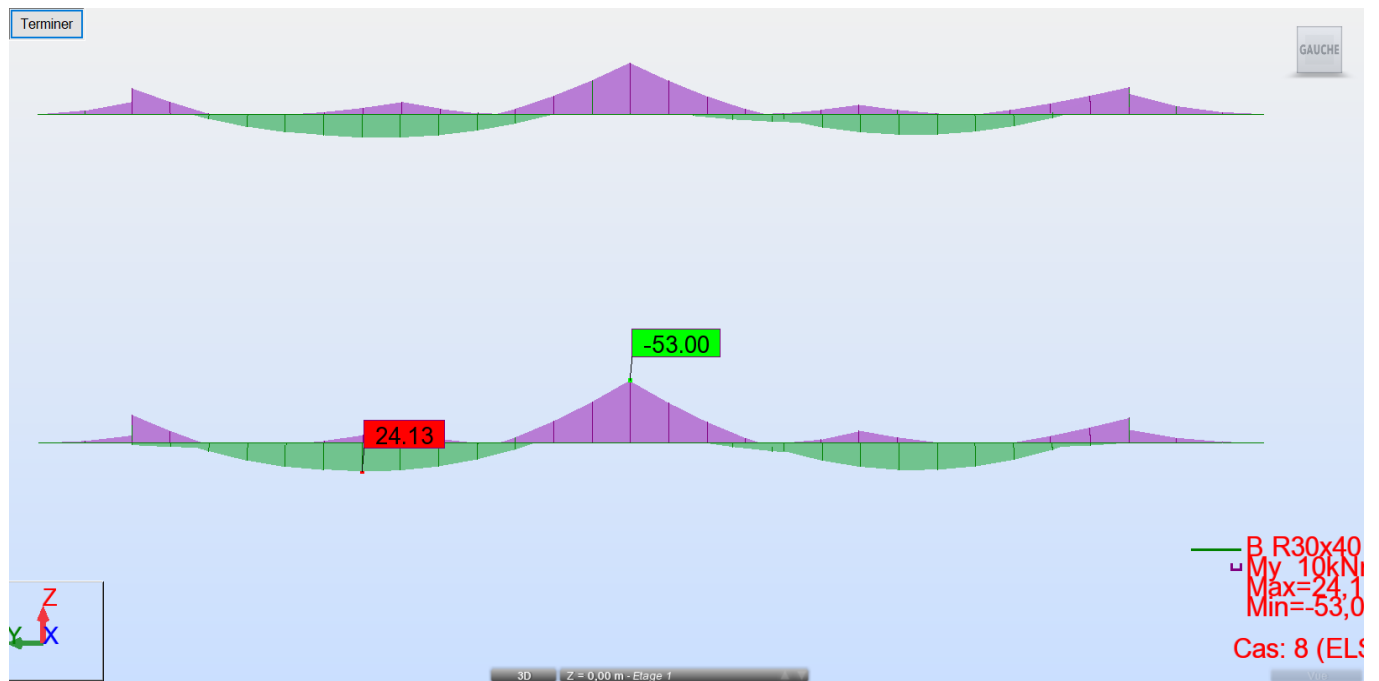


Figure V-2 : Diagramme des moments des poutres principales (Combinaison ELS)

Tableau V-1 : Les résultats des efforts correspondants

Section	Combinaisons charge	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
30×40	ELU	-73.89	33.46
	ELS	-53	24.13
	ACC	-78.83	33.3

V-2-1. Ferrailage des poutres

Les poutres sont calculées sous la combinaison (ELU), et ils sont calculées en flexion simple

Exemple de calcul :

Calcul de la section d'armature dans la travée la plus sollicitée ;

$$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ ELU

✚ En travée

$$Mu_t = 33.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu_t}{bf_{bc}d^2} = \frac{33460000}{300 \times 14.2 \times 360^2} = 0.06$$

$$\mu_u = 0,06 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.088$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,250) \Rightarrow Z = 347.4$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{tr}}{Z\sigma_{st}} = \frac{33460000}{347.4 \times 348}$$

$$A_{st} = 2.76 \text{ cm}^2$$

✚ En appuis

$$Mu_{app} = 73.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu_{app}}{bf_{bc}d^2} = \frac{73890000}{300 \times 14.2 \times 360^2} = 0.13$$

$$\mu_u = 0,13 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.17$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 360 \times (1 - 0.4 \times 0.17) \quad Z = 334.8$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{app}}{Z\sigma_{st}} = \frac{73890000}{334.8 \times 348}$$

$$A_{st} = 6.34 \text{ cm}^2$$

- **Vérification a l'ELS :**

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{73.89}{53} = 1.4 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 0.064 \leq 0.45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} \geq 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V-2 : Ferrailage des poutres principales

Section (Cm ²)	Combinaisons charge	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A RPA (Cm ²)	Travée		Appui	
					A cal	A choisi	A cal	A choisi
30×40	ELU	-73.89	33.46	6,00	2.76	6HA12 + 3HA12 (10.2cm ²)	6.34	6HA12 + 3HA12 (10.2cm ²)
	ELS	-53	24.13					
	ACC	-78.83	33.3					

➤ Le schéma du ferrailage des poutres principales est présenté dans l'annexe (2) ainsi à la figure (V.3)

Armatures transversales :

Selon le **B.A.E.L 91** : $\emptyset_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_L)$

$$\emptyset_t \leq \min (11.4 ; 30 ; 16) \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{L'espacement } S_t \leq \min (0.9 d ; 30 \text{ cm}) \dots S_t \leq \min (32.4 ; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le R.P.A 99 :

$$\text{Espacement} \Rightarrow \text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12 \emptyset) / S_t \leq \min (10,96) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Zone courante : } S_t \leq h/2 \quad S_t \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

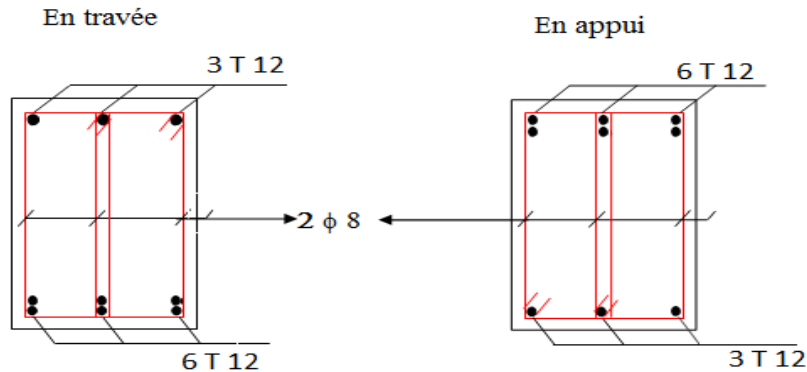


Figure V-3 : Ferrailage des poutres principales (30 × 40)

V-3. Les poutres secondaires (Chaînages) (30x35) :

Armatures longitudinales :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- 1,35G + 1,50Q.....(ELU)
- G + Q(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X :

- G + Q \pm Ex
- 0,8G \pm Ex

Pour les poutres dans l'axe Y :

- G + Q \pm Ey
- 0,8G \pm Ey

Pour le calcul des poutres secondaires on a opté la même méthode de calcul pour les poutres principales .

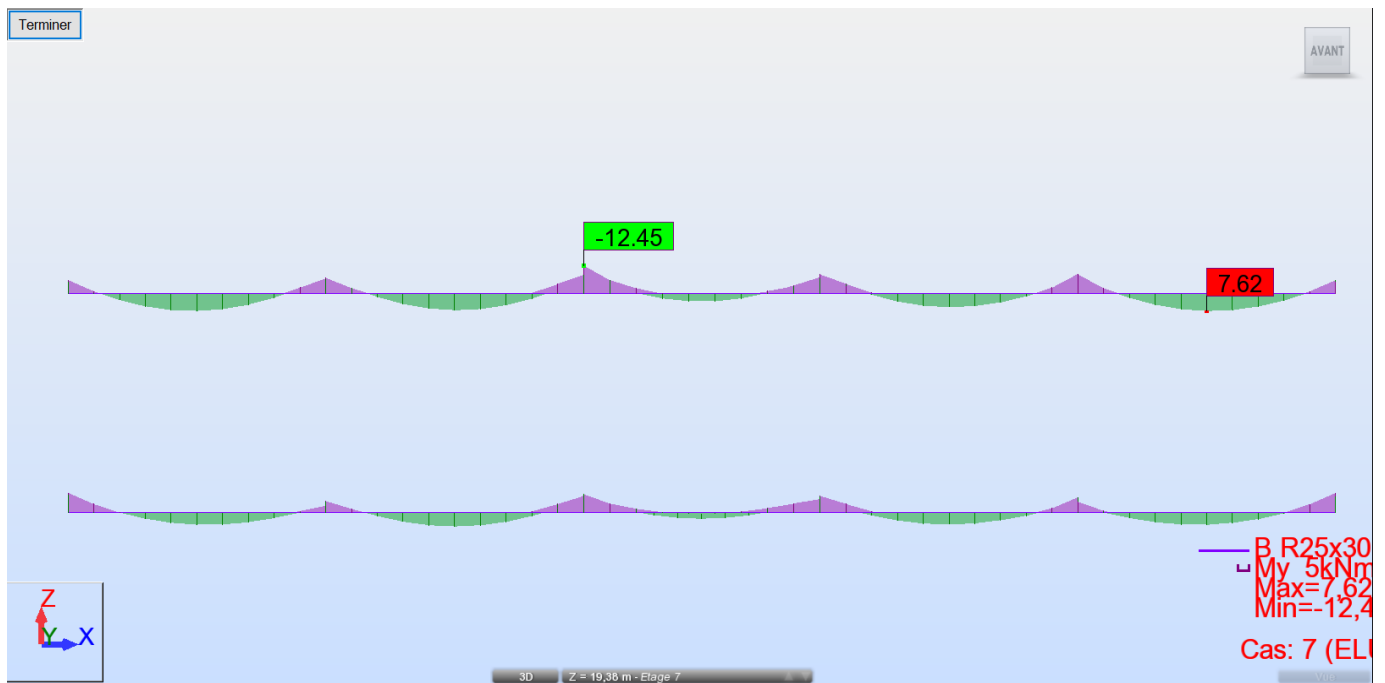


Figure V-4 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELU)

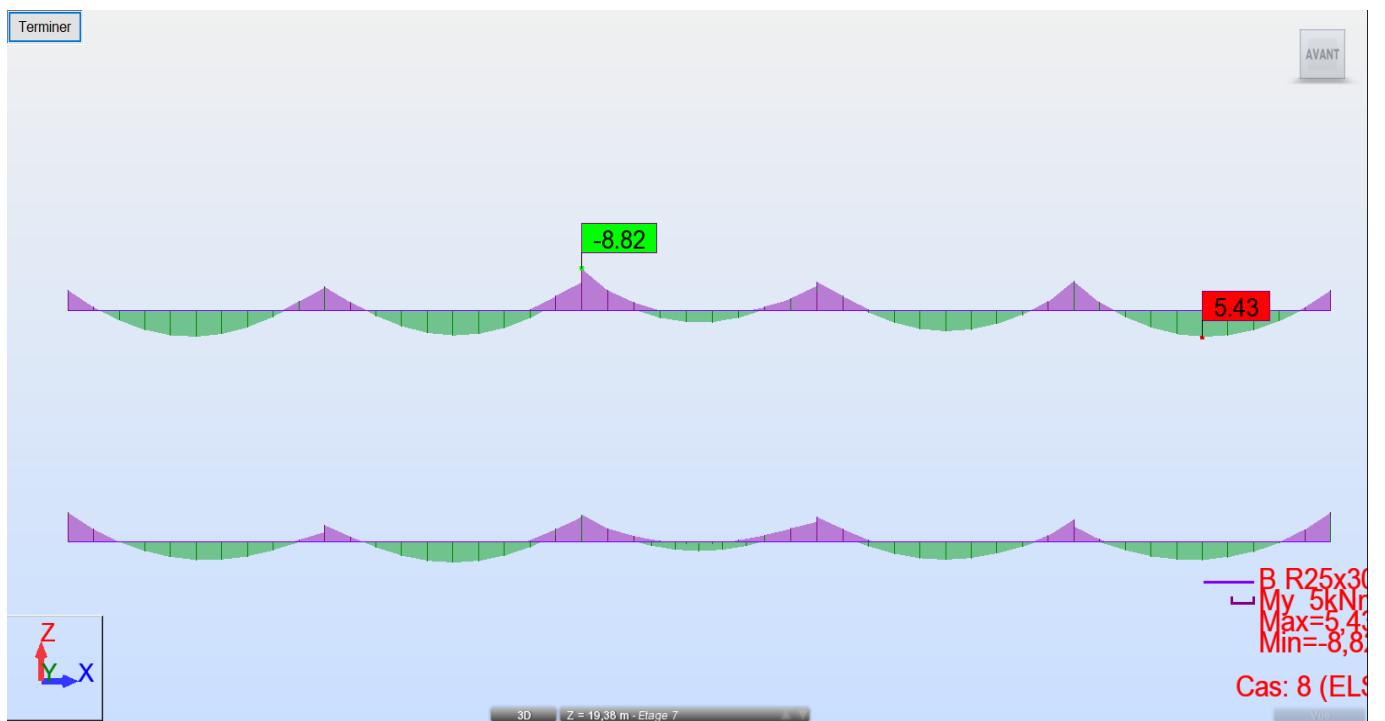


Figure V-5 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ELS)

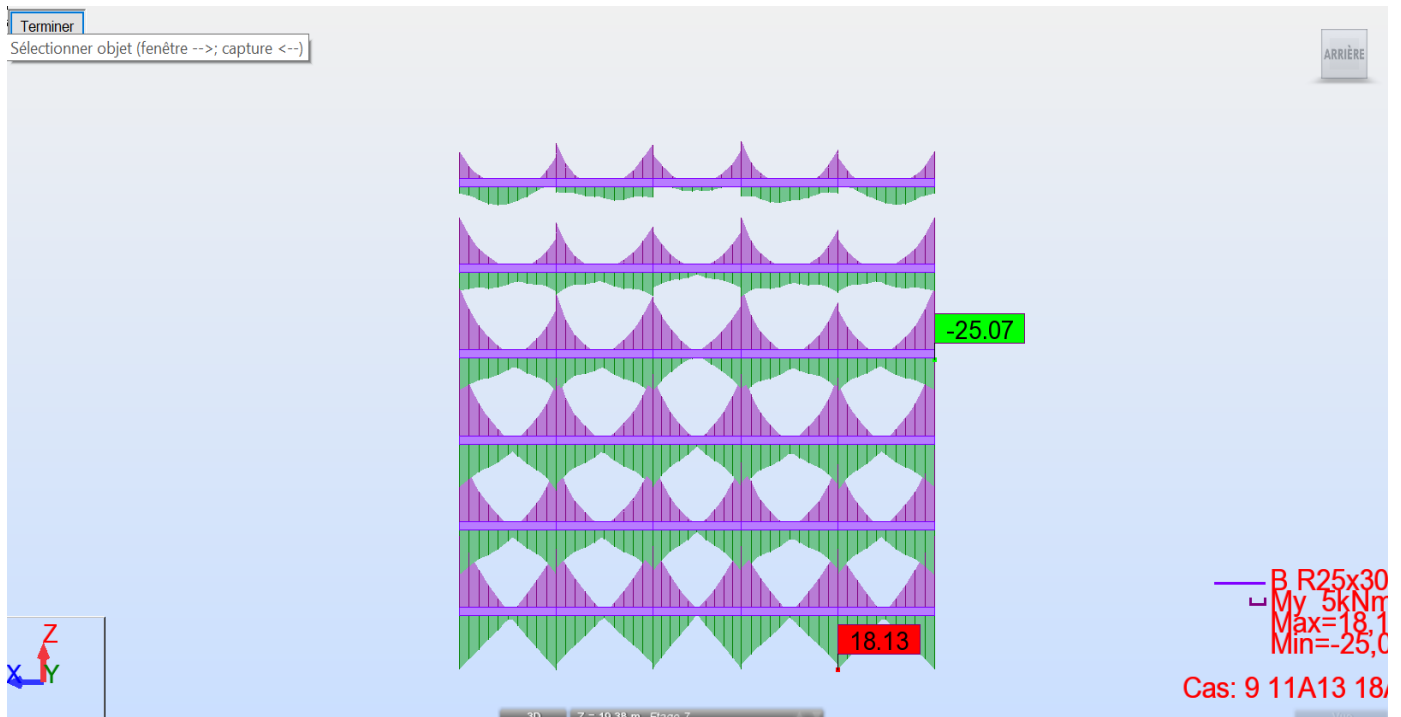


Figure V-6 : Diagramme des moments des poutres secondaires (Combinaison ACC)

Tableau V-3 : Ferrailage des poutres secondaires

Section (Cm ²)	Combinaison scharge	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	A RPA (Cm ²)	Travée		Appui	
					A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}
30×35	ELU	12.45	7.62	5,25	1.63	3HA12 + 3 HA 12 (6.79 cm ²)	2.54	3HA12+3HA12 (6.79cm ²)
	ELS	8.82	5.43					
	ACC	25.07	9.06					

- Le schéma du ferrailage des poutres principales est présenté dans l'annexe (2) ainsi à la figure (V.7)

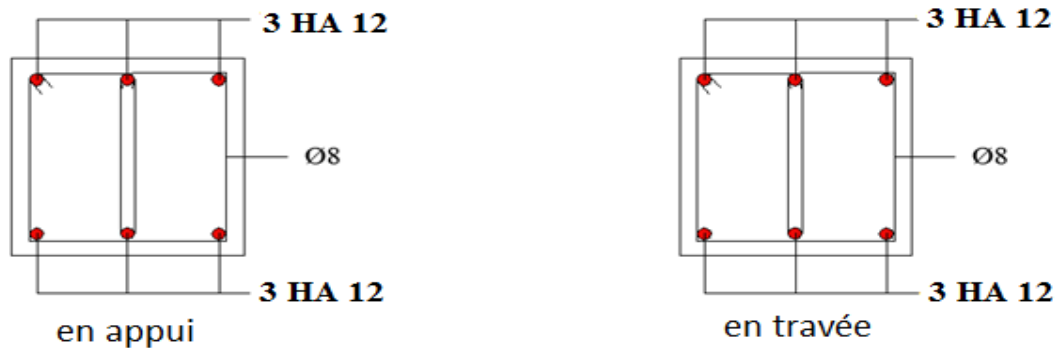


Figure (V-7) : Ferrailage des poutres secondaires

V-4. Les poteaux

Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$(ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm 1,2 \times E$ (ACC)

Calcul du ferrailage longitudinal

D'après l'RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).

Le ferrailage sera calculé à l'aide de **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** et on compare avec le minimum du **RPA 99 / version 2003**(A_{min}).

Calcul des armatures transversales

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35, b/40, \emptyset_l) \quad \text{BAEL 91 révisée 99}$$

Avec \emptyset_l : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

St : espacement des armatures transversales.

$$St \leq \text{Min} (10 \emptyset_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal (zone II) } \dots\dots\dots \text{RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)}$$

$$St \leq 15 \emptyset_1 \text{ en zone courante} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec : \emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21)** :

$$A_u(\text{min}) = \max (0,2\% B ; 4 \text{ cm}^2/\text{m du Périmètre})$$

Avec : B : section de béton

$$P : \text{périmètre de la section en mètre} = (40+40) \times 2 = 160 \text{ cm} \quad A_u(\text{min}) = \max (0,2\% 40 \times 50 ; 4\% P)$$

$$A_u(\text{min}) = \max (3.2 ; 6.4) \text{ cm}^2 \quad A_u(\text{max}) = 5\% B = 80 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\text{min}) = 0,8\% B = 16 \text{ cm}^2 \quad A_u(\text{max}) = 4\% B \text{ en zone courant.}$$

$$A_u(\text{max}) = 6\% B \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II

$$\emptyset_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$$

$$A_u (\text{min}) = \max (4 ; 7.2 ; 16) = 16 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\varnothing_1 \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_1\right) = 8.57 \text{ mm}$$

On adopte $\varnothing t = 8\text{mm}$.

On fait le ferrailage des poteaux par section. Dans le calcul de chaque section on prend les valeurs de 4 cas suivant pour définir les cas le plus défavorable :

Cas1 : N_{max} et $M_y M_z$ correspondant

Cas2 : $M_{y\text{max}}$ et $N M_z$ correspondant

Cas 3 : $M_{z\text{max}}$ et $N M_y$ correspondant

Cas 4 : N_{min} et $M_y M_z$ correspondant

Voir tableaux (V.4) .

les figures suivants (V.7) (V.8) sont des exemples des distribution des forces sur les poteaux en cas du combinaison sismique :

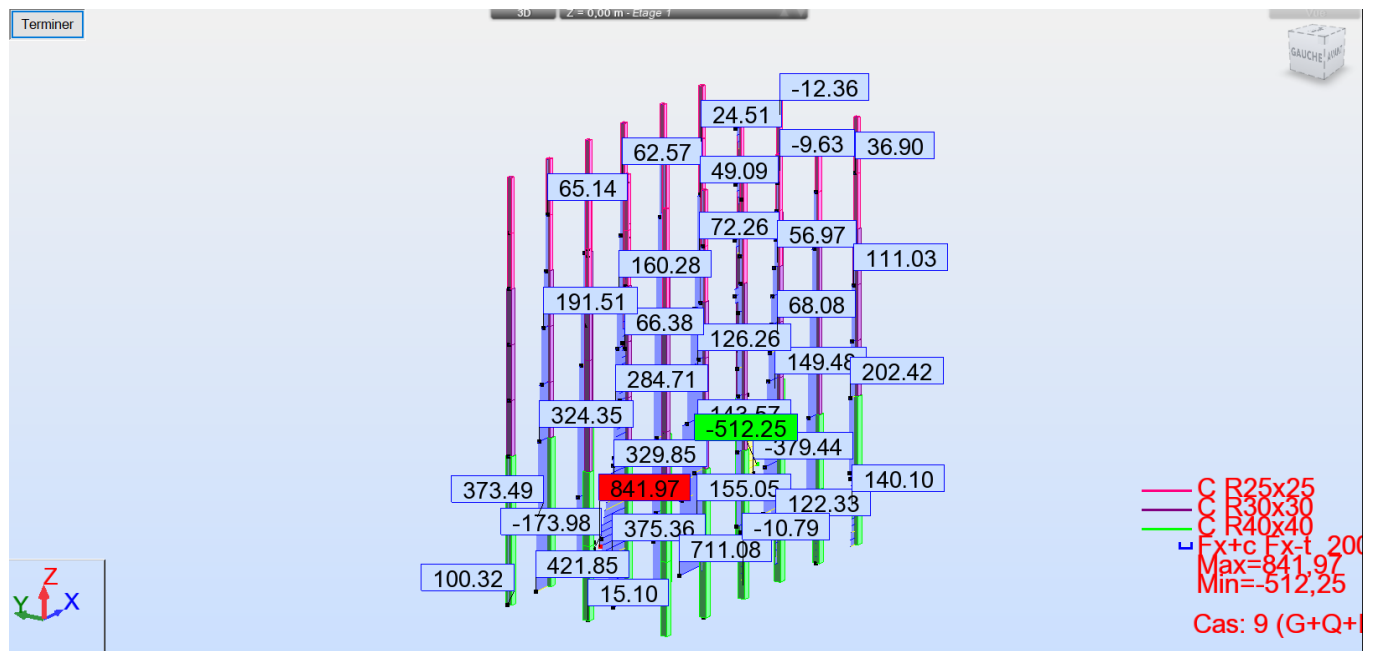


Figure V-8 : Diagramme des efforts normal sur les poteaux (Combinaison ACC)

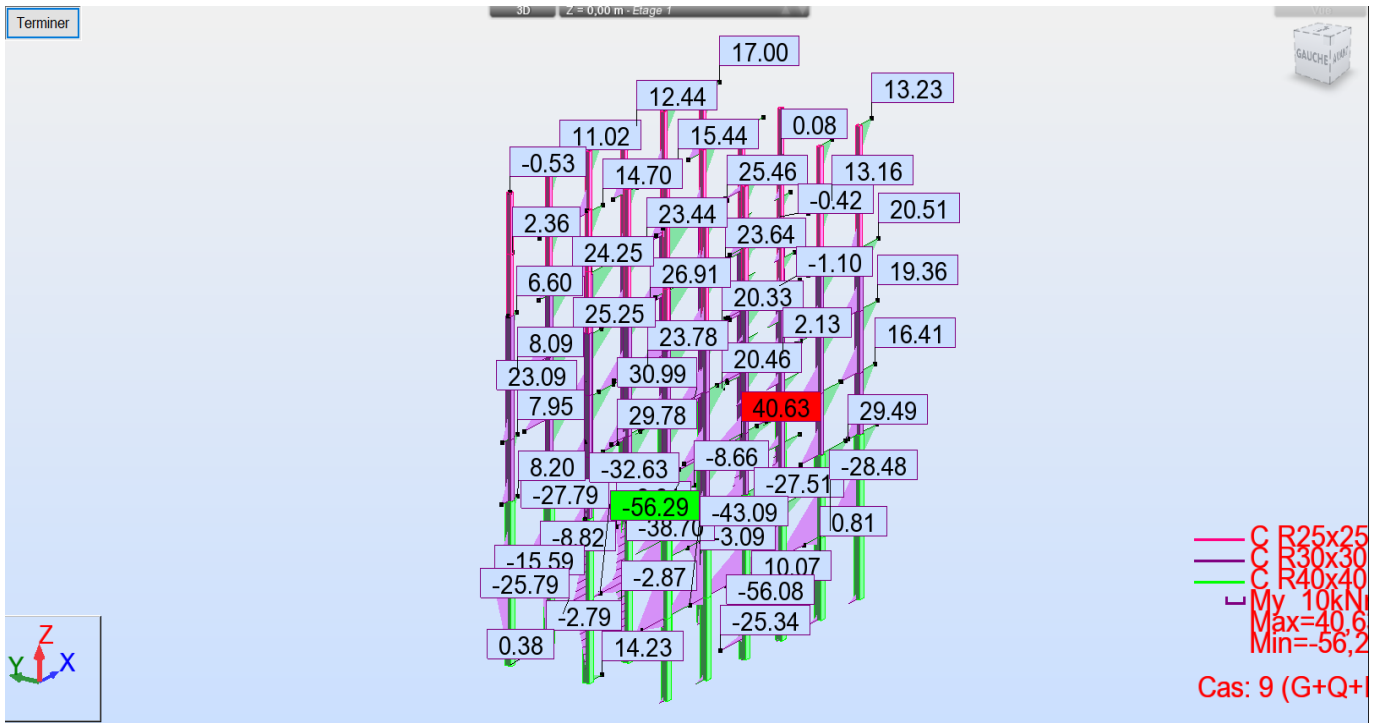


Figure V-9 : Diagramme des moments My des poteaux (Combinaison ACC)

Exemple de calcul :

Soient un poteau de (40×40) cm² :

C=C'=3cm S=40×40(cm²) L=4.08 $f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$

ELU: 1.35G+1.5Q

N=472.19 KN; M=28.86 KN.m

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.707 \times L_0}{h} = \frac{0.707 \times 4.08}{40} = 7.21$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{23.66}{628.79} = 6.11 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \max(15 ; 3.05) \Rightarrow \frac{l_f}{h} = 7.21 \leq 15 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Le poteau sera justifié a la flexion composée en remplaçant l'excentricité e par e_t :

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.63 \text{ cm}) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \emptyset) = \frac{3 \times 288.46^2}{10000 \times 40} \times (2 + 0.7 \times 2) = 2.12\text{cm}$$

$$\alpha = 10(1 - M_u / 1.5M_{ser}) = 10(1 - (28.86 / 1.5 \times 20.74)) = 0.7$$

D'où : $e_t = e_1 + e_2 + e_a = 10.23 \text{ cm} = 0.1023 \text{ m}$

Centre de pression :

On a : $h/6 = 0.4/6 = 0.066 \text{ m} < e_t = 0.1023 \text{ m}$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $[-h/6 ; +h/6]$, la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f .

Sollicitations majorées :

$$M_u = e_t \cdot N_u = 0.1023 \times 472.19 = 48.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 48.3 + 472.19 \times \left(0.34 - \frac{0.4}{2}\right) = 72.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.72 \times 10^8}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.1$$

$$\mu_u \leq \mu_L = 0.392$$

Il n'y a pas d'armatures comprimées ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.14 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 360 \times (1 - 0.4 \times 0.14) \quad Z = 339.84$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} = \frac{728600}{339.84 \times 348} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N}{\sigma_{st}} = 9.37 - \frac{628.79 \times 10}{348} = 7.4 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures :

$$A'_{\min} = 0.008 \times b \times h = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

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

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton *expert 2010* dans les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL91 révisée 99

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Selon le RPA 99 / version 2003

$$\text{ACC : } G + Q \pm 1,2 E$$

Tableau V-4 : Les résultats des efforts correspondants**Poteau (30x30) :**

Combinaisons charge	Enrobage (cm)	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	3	526.47	0.67	1.71
ACC	3	302.36	54.59	16.79
ACC	3	136.81	5.29	45.53
ACC	3	117.31	4.8	30.8

Poteau (40x40) :

Combinaisons charge	Enrobage (cm)	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
ELU	3	799.06	4.6	0.6
ACC	3	302.26	56.29	16.79
ACC	3	330.2	7.68	45.53
ACC	3	132.88	2.06	14.74

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-5 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.**Poteaux (30x30) :**

Étage	Section	A_{minRPA}	$A_{calculé}$	Ferrailage longitudinal	
	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	Section(cm ²)	Choix
Étage 1	30×30	6.4	5.8	10.68	4HA12+4HA14
Étage 2	30×30	6.4	5.8	10.68	4HA12+4HA14
Étage 3	30×30	6.4	5.8	10.68	4HA12+4HA14

Poteaux (40x40) :

Étage	Section	A_{minRPA}	$A_{calculé}$	Ferrailage longitudinal	
	(Cm ²)	(Cm ²)	(Cm ²)	Section(cm ²)	Choix
Sous-sol	40×40	12.8	6.4	15.21	8HA12+4HA14
RDC	40×40	12.8	7.4	15.21	8HA12+4HA14

➤ Le schéma du ferrailage des poteaux est présenté dans l'annexe (2) ainsi a les figures (V.10) (V.11) .

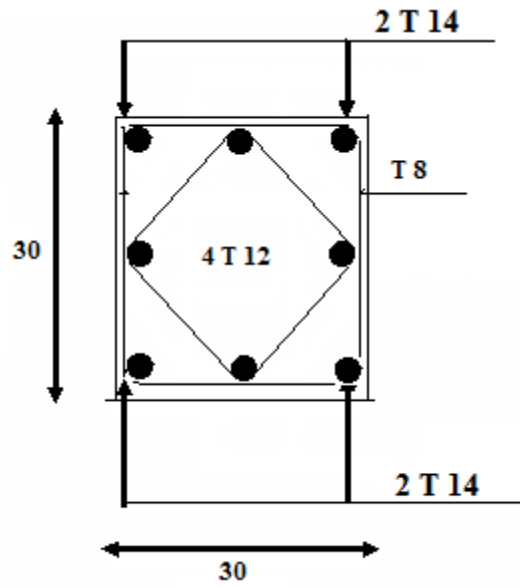


Figure V-10 : coupe de ferrailage des poteaux 30x30 cm²

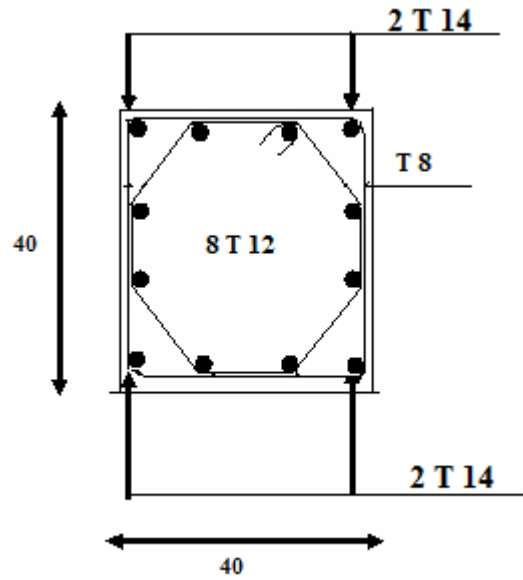


Figure V-11 : coupe de ferrailage des poteaux 40x40 cm²

V-5. Les voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

V.5.1 Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à

$$G + Q \pm E \qquad 0.8G \pm E$$

Prescriptions imposées par RPA 99/03 :

a) Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99 /03** et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15cm ($s_t \geq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles générales

Les armateurs transversaux doivent respectes la disposition suivante :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la Plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA99/03}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

La longueur de recouvrement doive être égales à :

- 40 pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.5.2. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{He}{2}; \frac{2L}{3} \right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V9

-Détermination des sollicitations

$$M = 2813.64 \text{ KN.m} \quad I = (0.25 \times 4.08^3) / 12 = 1.41 \text{ m}^4$$

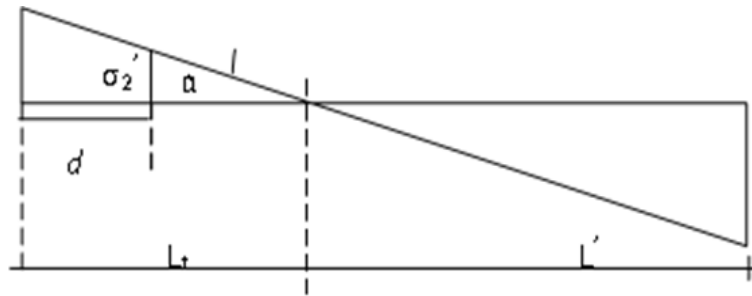
$$N = 429.99 \text{ KN} \quad \Omega = L * e = (3.7 \times 0.25) = 0.925 \text{ m}^2$$

$$V = h/2 = 4.08/2 = 2.04 \text{ m}$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{429.99}{0.925} + \frac{2813.64 \times 2.04}{1.41} = 4535.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{429.99}{0.925} - \frac{2813.64 \times 2.04}{1.41} = - 3605.94 \text{ KN/m}^2$$



$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.7 \times \frac{3605.94}{4535.65 + 3605.94} = 1.63 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3.7 - 1.53 = 2.07 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3.7/2 , (2/3) \times 2.17) = 1.38 \text{ m}$$

$$I' = (0.25 \times 1.63^3) / 12 = 0.09 \text{ m}^4$$

$$v' = 1.63/2 = 0.82 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.25 \times 1.63 = 0.4 \text{ m}^2$$

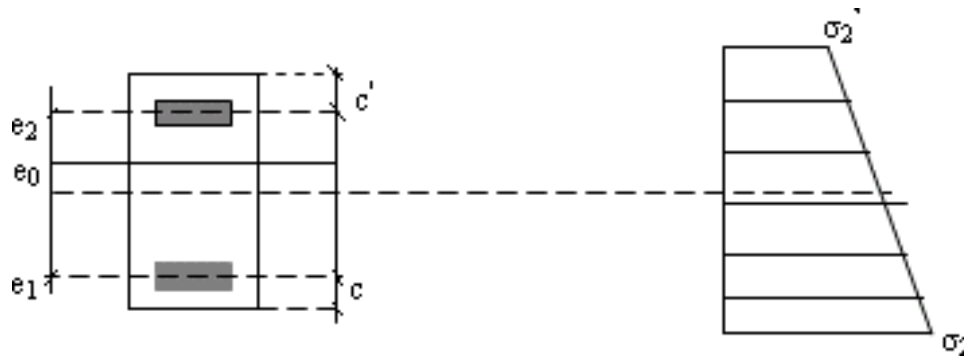
$$\text{tag} \alpha = \sigma_2 / L_t = 3605.94 / 1.63 = -2212.23 \text{ KN}$$

$$\text{tag} \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \quad \sigma_2' = \text{tag} \alpha (1.63 - 1.38) = -553.06 \text{ KN}$$

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \quad N_1 = -831.8 \text{ KN/m}^2$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \quad M_1 = 131.48 \text{ KN/m}^2$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0.16 \text{ m} < d/6 = 0.24 \text{ m} \quad \text{et } N \text{ est un effort de traction S.E.T (section entièrement tendue).}$$



Soit : $c = c' = 3 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.82 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0.5 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (429.99 \times 10 \times 50) / ((82 + 50) \times 400) = 4.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (429.99 \times 10 \times 82) / ((82 + 50) \times 400) = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 10.74 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales de RPA 99/03 :

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1) : $A_{RPA} = 0.20\% b L_t$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue $A_{RPA} = 0.20\% \times 0.25 \times 1.63 = 8.15 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.25 \times 3.7 = 13.86 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{SV} = \max(A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 13.86 \text{ cm}^2$

$$A_s / \text{ml/face} = 13.86 / (L_t \times 2) = 4.25 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 4.25 \times (3.7/2) = 15.73 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures **18HA12** chaque face = 20.36 cm²

Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 12.5 \text{ cm}$.

Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k \cdot f_{tj}}{0.8 \times f_e}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm}/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a une flexion composée avec N effort de traction ; donc on prend $K=1-10 \sigma_{tm}/f_{c28}$.

D'autre part le RPA 99/03 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Exemple d'application :

Voiles : V9 :

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d \quad ; \quad T_{cal} = 464.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 464.86 \times 10^{-3}}{0.25 \times 3.7} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \geq \tau_u = 0.7 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

-Pas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 k \cdot f_{tj}}{0.8 \times f_e}$$

$$K = 1 - 10 \frac{\sigma}{f_{c28}} = -3.1$$

$$S_t \leq \min (1.5a, 30\text{cm}) \quad (\text{Art7.7.4.3 RPA99/V2003}).$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_t = (0.2 \times 0.25 \times 3.023) / (0.8 \times 400) = 2.1 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml/face = **3.14 cm²**

➤ Le schéma du ferrailage des voiles est présenté dans l'annexe (2) ainsi à la figure (V.12)

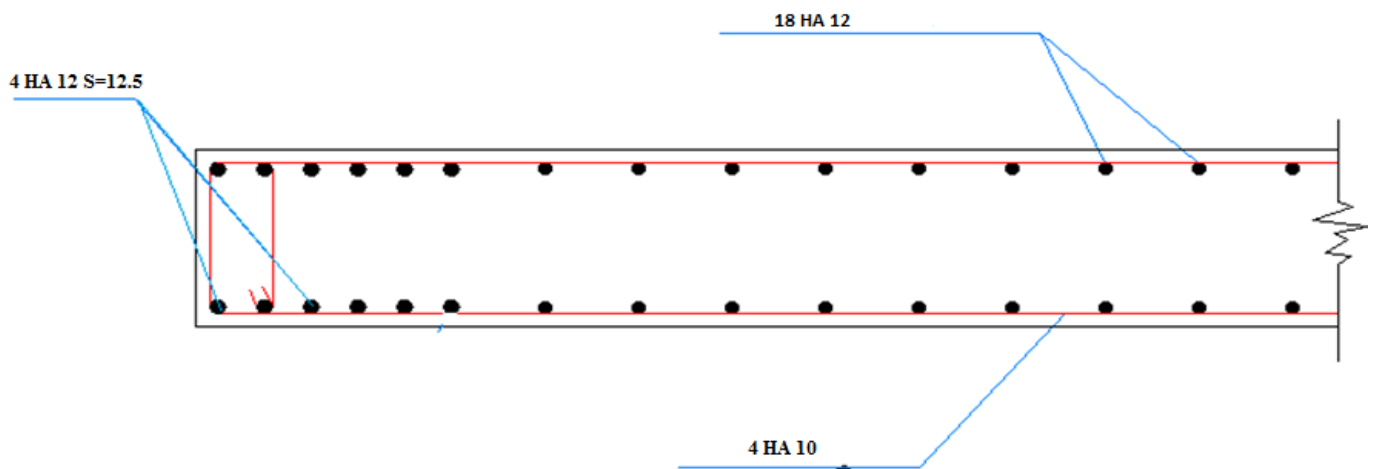


Figure V-12 : coupe de ferrailage des voiles

CHAPITRE IV

Etude des fondations

VI-1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elle transmettent les charges de la superstructure, leur bonne conception et réalisation découle de la bonne tenue d'ensemble.

Les fondations transmettent les charges au sol soit :

- Directement (semelle, ...)
- Indirectement par intermédiaire d'autres organes (semelle sur pieux)

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du sol.
- ✓ La capacité portante de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VI-2. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par une étude géotechnique, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}=2.5\text{bars}$.

VI-3. Choix de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à **2.5bars**, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

$$N_{Totale} = N_G + N_Q = 569.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$S = 2.28 \text{ m}^2 \text{ (en prend } S = 2.56 \text{ m}^2) \longrightarrow \mathbf{A = 1.6m}$$

$$S_1 = S \times n = 20.48 \text{ m}^2 \text{ (n : nombre des poteaux isolée)}$$

$$S_2 = (1.6 \times 18.2) + (1.6 \times 4.4 \times 2) + (1.6 \times 1.2 \times 4) = 50.88 \text{ m}^2$$

$$S_{Totale} = 20.48 + 50.88 = \mathbf{71.36 \text{ m}^2}$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 9.6 \times 18.2 = \mathbf{174.72 \text{ m}^2}$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 174.72 = \mathbf{87.36 \text{ m}^2}$$

$$S_s = 71.36 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 87.36 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

La figure suivante montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

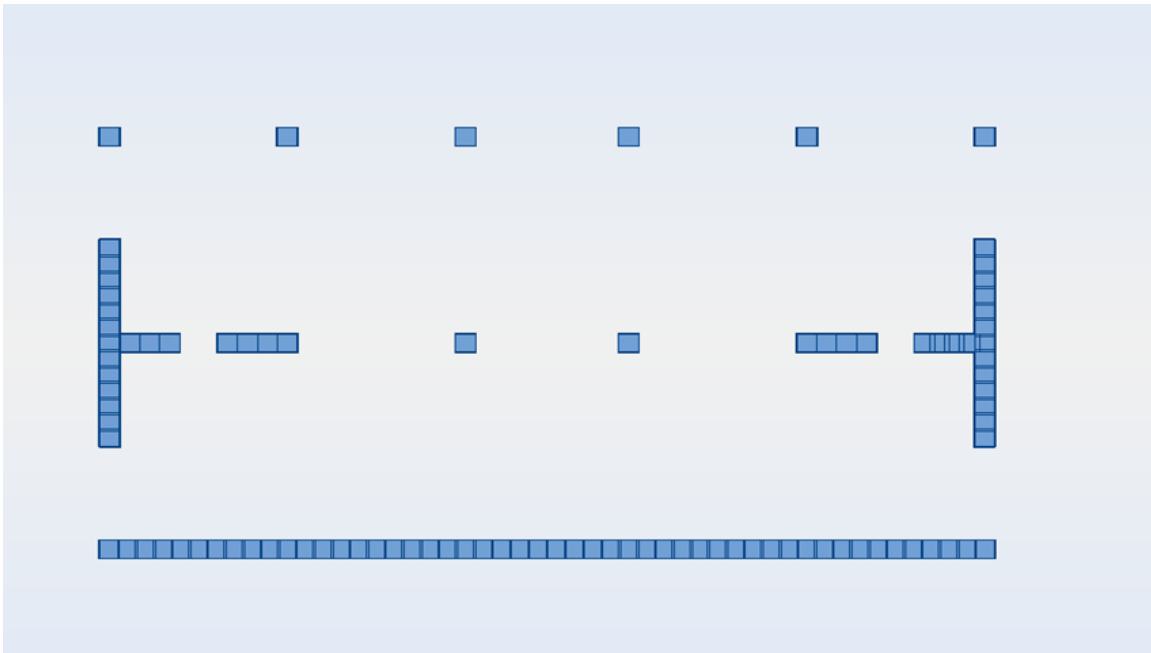


Figure (VI-1) : Schéma des fondations de bâtiment

VI-4. Pre-dimensionnements des semelles isolées :

En appelant A et B les côtés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

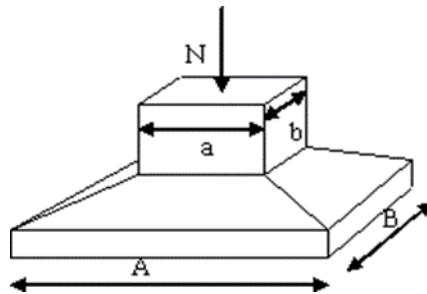


Figure. (VI.2) : Schéma de principe d'une semelle isolée

VI-4-1. Exemple de calcul de la semelle isolée SA :

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée SA. Longueur entre les deux poteaux 3.7m

VI-4-2. Dimensionnement de la semelle isolée :

La surface de la semelle S_s devra satisfaire la relation suivante :

$$\frac{N}{B} + \frac{M \times A/4}{I} \leq \sigma_{sol}^- \dots\dots\dots (1)$$

$$B = A^2 \dots\dots\dots(2)$$

$$I = A^4 /12 \dots\dots\dots(3)$$

En remplace (2) et (3) dans (1) on trouve :

$$\frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} \leq \sigma_{sol}^-$$

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

S_s : surface de la semelle en $cm^2 = A^2$

N : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenu à partir de la combinaison **ELS**, $N = 569.86 \text{ KN}$

σ_{sol}^- : Taux de travail du sol en bars = **2.5 bars = 250KN/m²**

Après l'analyse d'équation de 3^{ème} degré on trouve que : $A=1.52 \text{ m}$

en prend $A = 1.8 \text{ m}$

$S=2.56 \text{ cm}^2$

On choisit : $A = B = 1.8\text{m}$

VI -4-3. La hauteur de la semelle :

$$ht \geq d + 0.05 \text{ m} \quad \text{avec} \quad d \geq \max \left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) \text{ condition de rigidité}$$

$A-a/4 = B-b/4 = 0.275\text{m}$ en prend 0.4m

On aura alors :

$$h_t \geq 0.4 + 0.05 \text{ ht} = 0.45\text{cm} \quad \text{on choisit } \mathbf{ht=45cm}$$

VI-5. Vérification de la semelle isolée S_a :

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003. Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.

0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 La Combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : **1.35G+1.5Q**

VI-5-1. Vérification des contraintes à l'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol σ_{moy} doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{moy} = 3 \sigma_1 + \sigma_2 / 4 \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec} \quad \sigma_{1,2} = N/S (1 + 6 \cdot e/A) \quad \text{et} \quad e = M/N$$

Ns : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS

$$N_s = 569.86 \text{KN} \quad M_s = 6.37 \text{KN}$$

On obtient pour la semelle SA les résultats suivants :

Tableau (VI.1) : Vérification des contraintes

	Semelle A×B	N (KN)	M (KN)	e (m)	S _s (m ²)	σ ₁ (barrs)	σ ₂ (barrs)	σ _{moy} (barrs)	σ _{sol} (barrs)	Vérification
ELS	1.8×1.8	569.86	1.72	0.003	3.24	1.88	1.69	1.83	2.5	Oui
ELU	1.8×1.8	799.06	2.4	0	3.24	2.46	2.46	2.46	2.5	Oui
ACC	1.8×1.8	727.6	3.4	0.004	3.24	2.27	2.22	2.26	2.5	Oui

VI-5-2. Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E :1.72

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante

$$A \geq 4 \cdot e \quad \text{avec} \quad e = M/N$$

Tableau (VI.2) : Vérification de la semelle SA à 0.8G±E

Semelle A×B	N(KN)	M(KN)	e (m)	4*e (m)	Vérification
1.8*1.8	443.08	4.64	0.01	0.28	Oui

VI-6. Ferrailage des semelles isolées

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles la quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_x = A_y = \frac{N \times (A - a)}{8 \times (h - c) \sigma_s} \text{ Avec :}$$

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (en cm)

a : cote du poteau (en cm)

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers (en cm)

fe : limite élastique de l'acier

Ys : coefficient de pondération = 1.15

$$N_u = 799.06 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la semelle} = 1.8 \times 1.8 \times 0.45 \times 25 = 36.45 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0.4 \times 0.4 \times 2.04 \times 25 = 8.16 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au-dessus de la semelle} = (1.8 \times 1.8 \times 2.04 \times 18) = 118.97 \text{ KN}$$

$$N = 962.64 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{962.64 \times (160 - 40)}{8 \times (45 - 5) \times 400} \times 1.15 = 10.38 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature **8HA14=12.32cm²** selon (x.x) (y.y)

Avec espacement **St** de 15cm.

$$h_1 = h_t / 2 \text{ au } h_t / 3 \text{ avec } h_1 \geq 6\Theta + 6 \text{ cm}$$

Θ : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle on choisit $\Theta = 14 \text{ mm}$

$h_1 = 15 \text{ cm}$ à 22.5 cm et $h_1 > 14.4 \text{ cm}$; on adopte : **$h_1 = 25 \text{ cm}$** .

➤ Le schéma du ferrailage des semelles isolées est présenté dans l'annexe ainsi à la figure (VI.3)

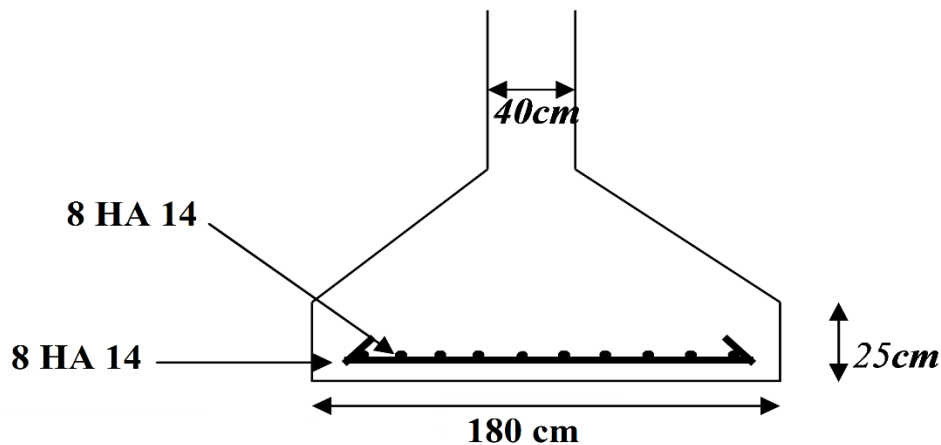


Figure (VI.3) : Disposition des armatures d'un semelle isolée

VI-7. Pré-dimensionnement des semelles filantes :

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

Longueur entre les deux poteaux **3.70m**

VI-7-1. Exemple de calcul :

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle **Sf**

VI-7-2. Dimensionnement de la semelle :

La surface de la semelle S_s devra satisfaire la relation suivante :

$$B \geq \frac{N}{1 * \bar{\sigma}_{sol}}$$

S_s : surface de la semelle en $cm^2 = A \times B$

N : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenu à partir de la combinaison **ELS**, $N = 44.63t$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Taux de travail du sol en bars = **2.5 bars = 25t/m²** $S_s = 44.63 / 25 = 1.79 m$

Nous supposons les semelles filantes, donc on a

Donc B = 1.9 m

Alor on choisit une semelle filante de longueur :

$$L=3.7+ 0.4+ (\text{débord de } 0.5 \text{ m}^*2) =\mathbf{5.10m} \quad \text{et} \quad \mathbf{B=1.90m}$$

VI-7-3. Hauteur de la semelle filante h :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation suivante

$$\mathbf{h =d+0.05} \quad \text{avec} \quad \mathbf{d \geq B-b/4}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

$d \geq 0.41$ en prendre **d=45cm** alors **h=50 cm** .

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

$$A_s = \frac{P_u \times (B-b)}{8 \times (h-c) \sigma_s} \quad \text{Avec} \quad p_u = p_{u1} + p_{u2}$$

$$p_{u1} = \sum N_u / L$$

p_{u2} = Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux + Poids des amorces voiles

L : longueur totale de la semelle

Calcul du poids revenant à la semelle

Poids des semelles : $1.9 \times 5.1 \times 0.4 \times 25 = 96.9 \text{ KN}$

Poids des amorces poteaux : $0.4 \times 0.4 \times 2.04 \times 25 = 8.16 \text{ KN}$

Poids des amorces voiles : $0.25 \times 3.70 \times 2.04 \times 25 = 47.18 \text{ KN}$

Poids des terres = $1.9 \times 5.1 \times 2.04 \times 18 = 355.81 \text{ KN}$

$p_{u2} = 508.05 \text{ KN}$

$p_{u1} = 446.6 \text{ KN}$

$P_u = 446.6 + 508.05 = 954.65 \text{ KN}$

Donc : $A_s = \frac{954.65 \times (190 - 40)}{8(40 - 5) \times 400} = \mathbf{12.79 \text{ cm}^2}$

Choix du barre **10HA14=15.39cm² avec St=15cm**

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = (B \times A_s) / 4 = 6.29 \text{ cm}^2$$

D'après le **BAEL91** pour f_{e400} $A_s \text{ min} = 2 \text{ cm}^2$

On choisit **5 HA 14** = 7.7 cm^2 avec un espacement $e \geq \text{Max} (6\phi+6 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$.

On prend **St = 20cm**.

➤ Le schéma du ferrailage des semelles filantes est présenté dans l'annexe ainsi à la figure (VI.4)

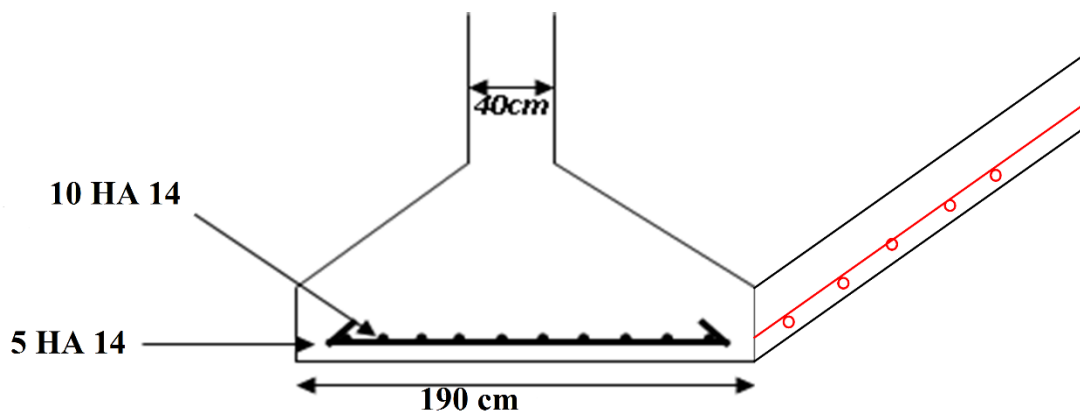


Figure (VI.4) : Disposition des armatures d'une semelle filante

VI-8. La longrine :**VI-8-1. Définition :**

Les longrines sont des poutres relient les poteaux 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 $\langle F \rangle$.

VI-8-2. Dimensionnement de la longrine :

Selon l'**RPA 99 (art.10-1-1)**, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25x30) cm² sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de (30x25) cm²

VI-8-3. Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 (A=6,79cm²)

Vérification a la traction :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$

$$N = 517 \text{ kN}$$

$$(S3 - \text{Zone II}) \rightarrow \alpha = 12$$

$$F = 43,08 \text{ KN.}$$

Armatures transversales :

Disposition constructive : Espacement : $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$.

$$\text{Donc : } S_t \leq 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 MPa$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

Donc on adopte

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{2HA8}$$

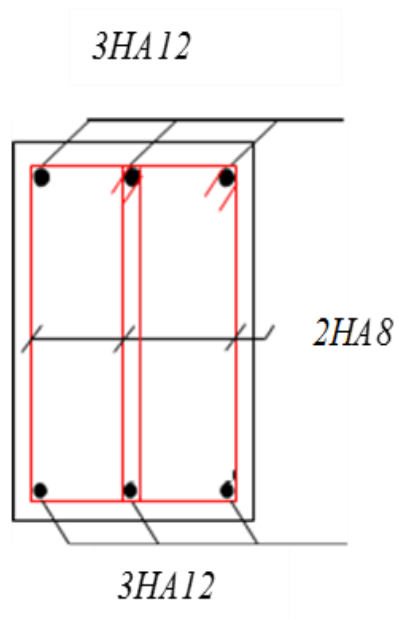


Figure (VI.5) : Disposition des armatures de longrine.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur en Génie civil, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Aujourd'hui, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Une bonne distribution des voiles peut réduire considérablement les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliore le comportement de la structure durant le séisme.

À la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous concluons que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort, à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de calcul génie civil, ainsi que le logiciel lui-même, et que la connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisante, car il faut tenir compte de sa compatibilité avec le côté pratique.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✚ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- ✚ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ✚ Charge permanente et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

Documents :

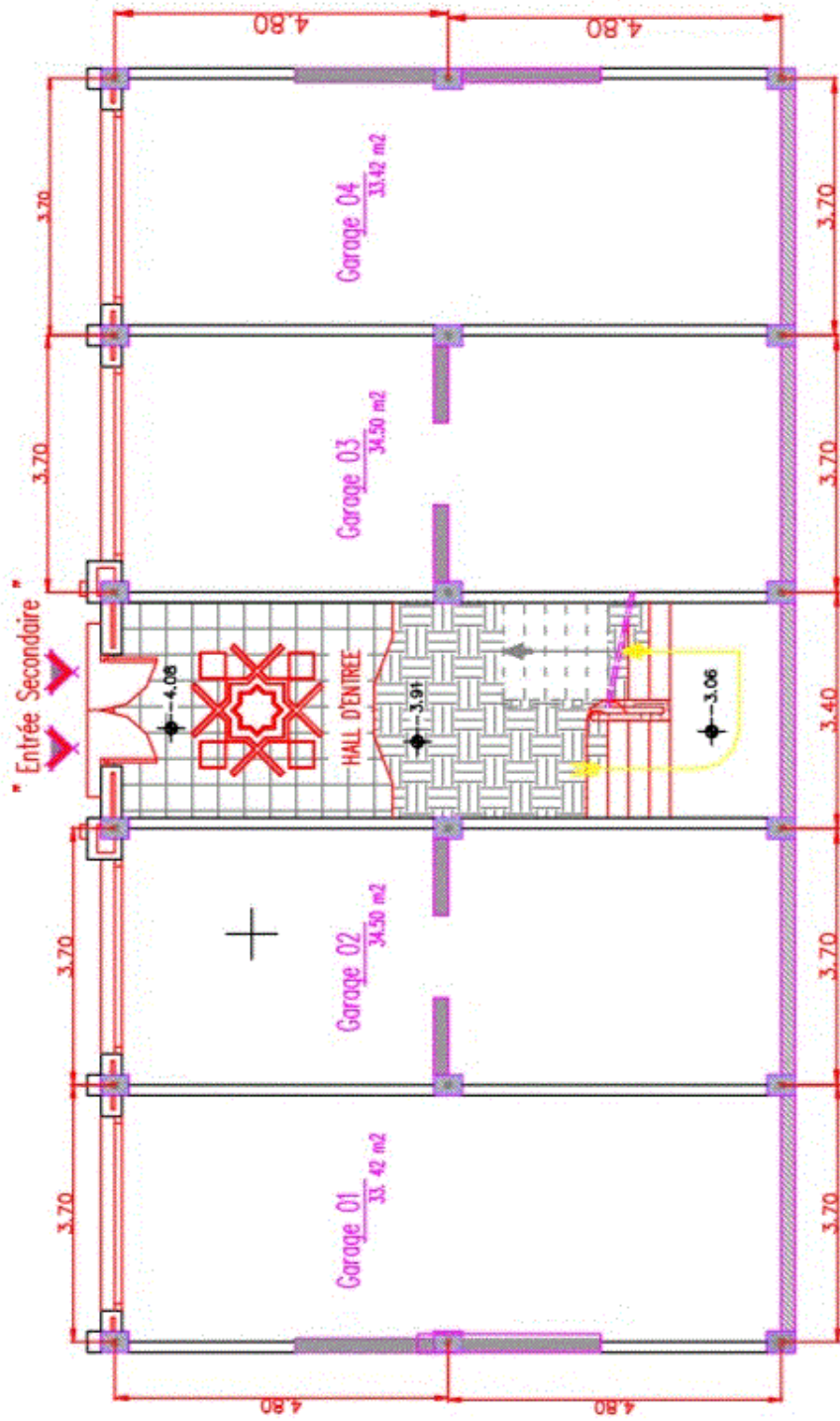
- ✚ **Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation**, Mémoire de master réalisé par -Khalfa Radhia-, centre universitaire Abdelhafid Boussouf « Mila », 2019-2020.
- ✚ Cours de **Génie Parasismique**, Dr. Bellakehal Hizia, université de Laghouat 2018-2019.
- ✚ Cours de **Projet Structures en Béton armé** Dr. Bellakehal Hizia, université de Laghouat 2018-2019.

Logiciels:

- ✚ Le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014)
- ✚ Logiciel de ferrailage EXPERT 2010
- ✚ Word 2016
- ✚ Excel 2016
- ✚ Auto CAD 2011

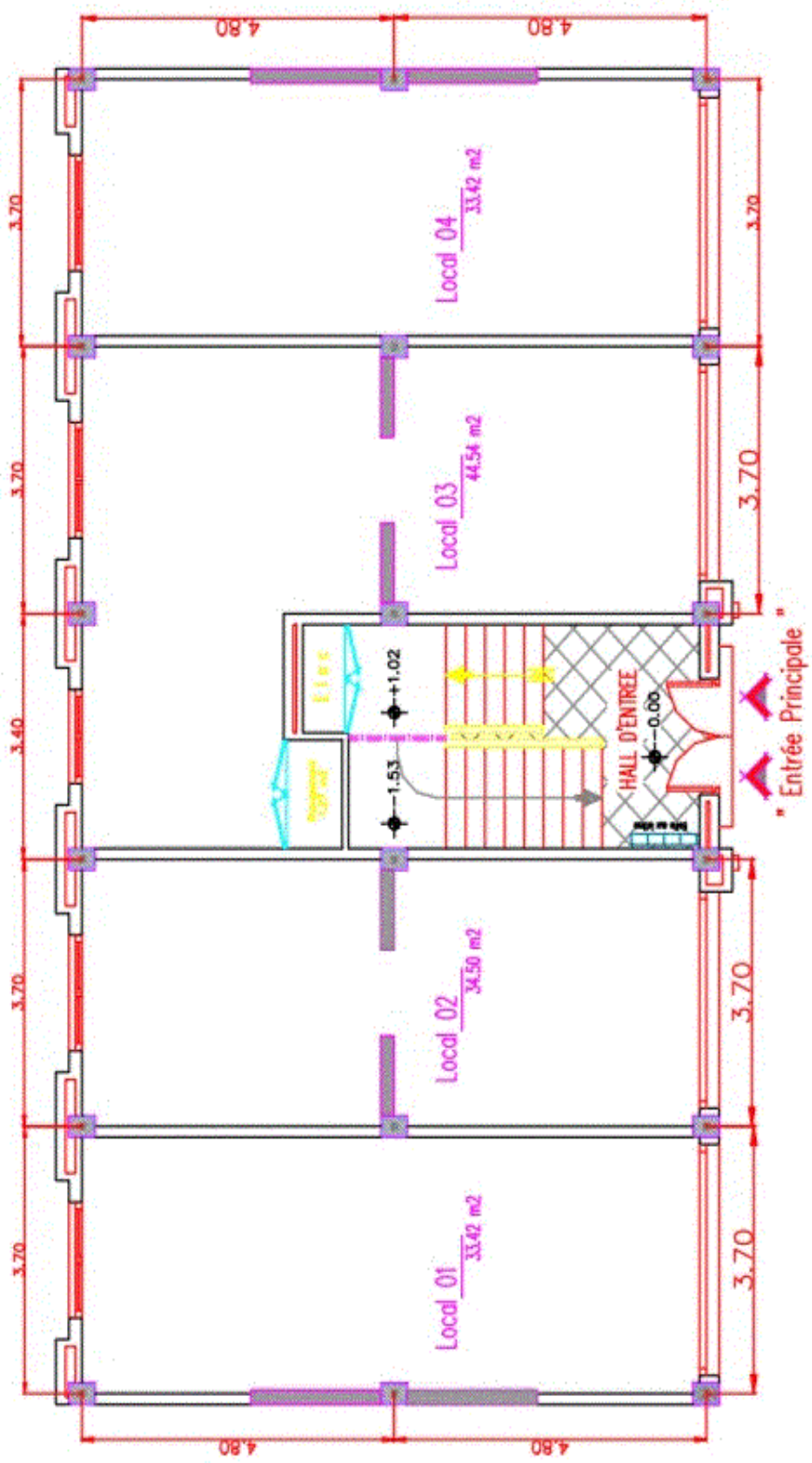
ANNEXES

ANNEXE 1

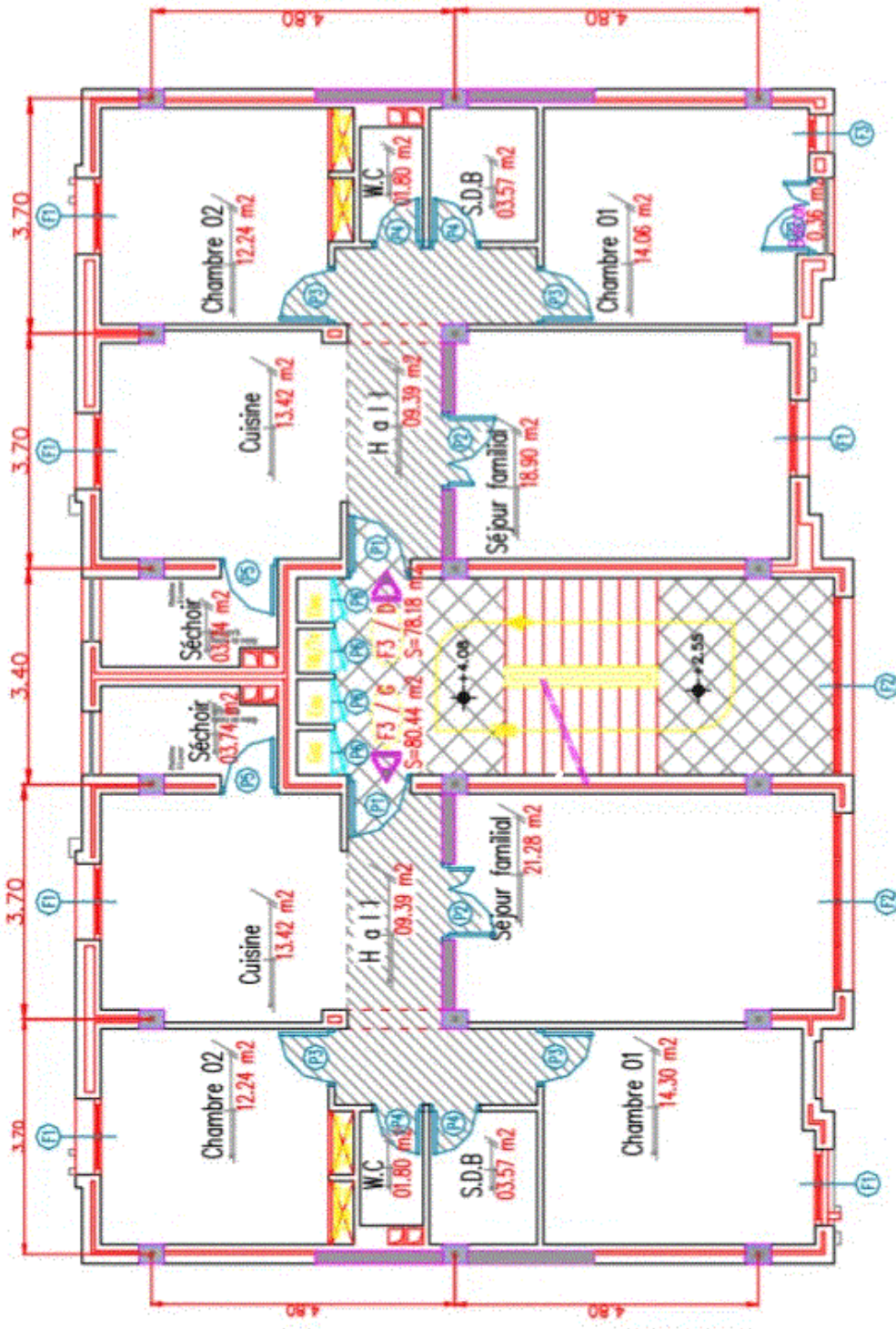


PLAN SOUS-SOL

Ech: 1/50



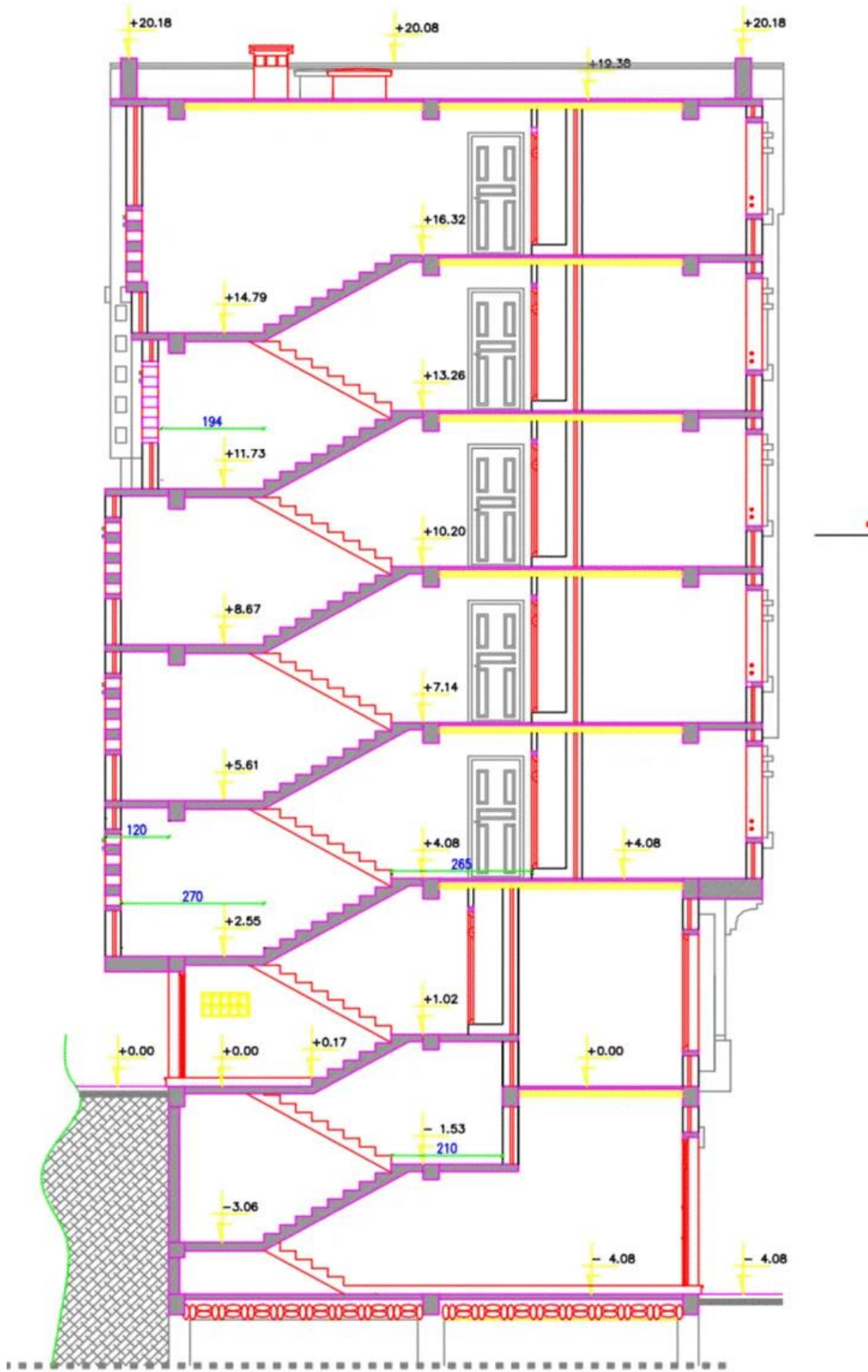
Plan Rez_De_Chaussee



PLAN 1er ETAGE

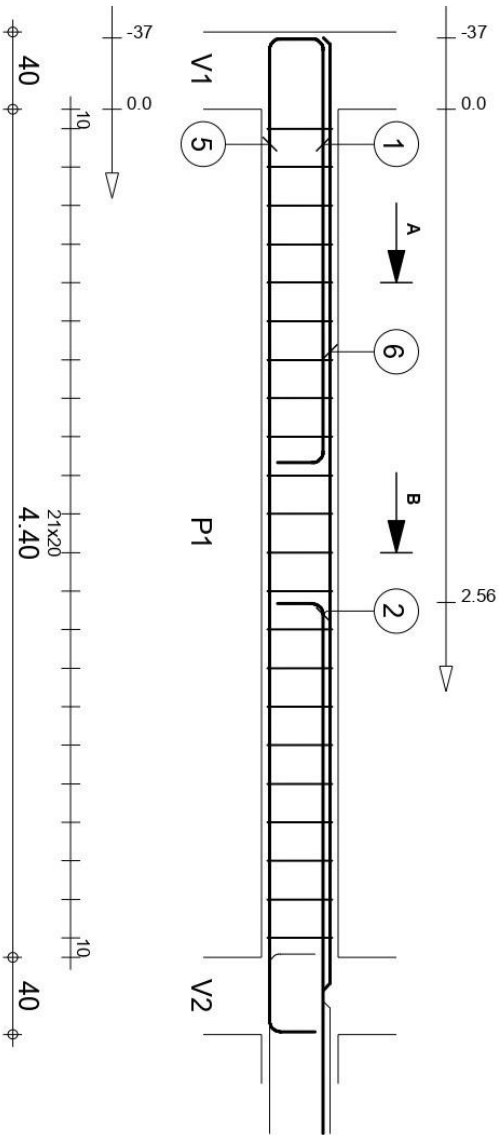
Ech.

1/50



Coupe A-A

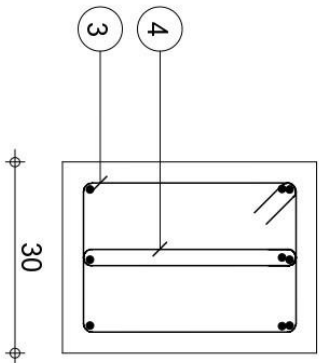
ANNEXE 2



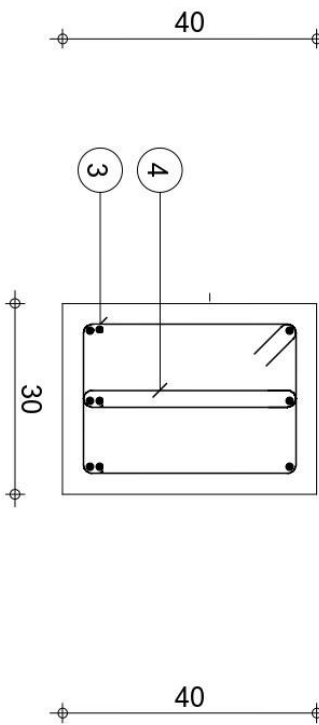
Pos.	Armature	Code	
1	3HA 12	I=2.62	00
2	3HA 12	I=4.11	00
3	22RL 8	I=1.28	31
4	22RL 8	I=80	
5	3HA 12	I=5.57	00
6	3HA 12	I=4.94	00



A-A



B-B



Tenue au feu 0h

Fissuration peu préjudiciable

Télex

Reprise de bétonnage : Non

Poutre24...29 : P1

Nombre 1

Structures3

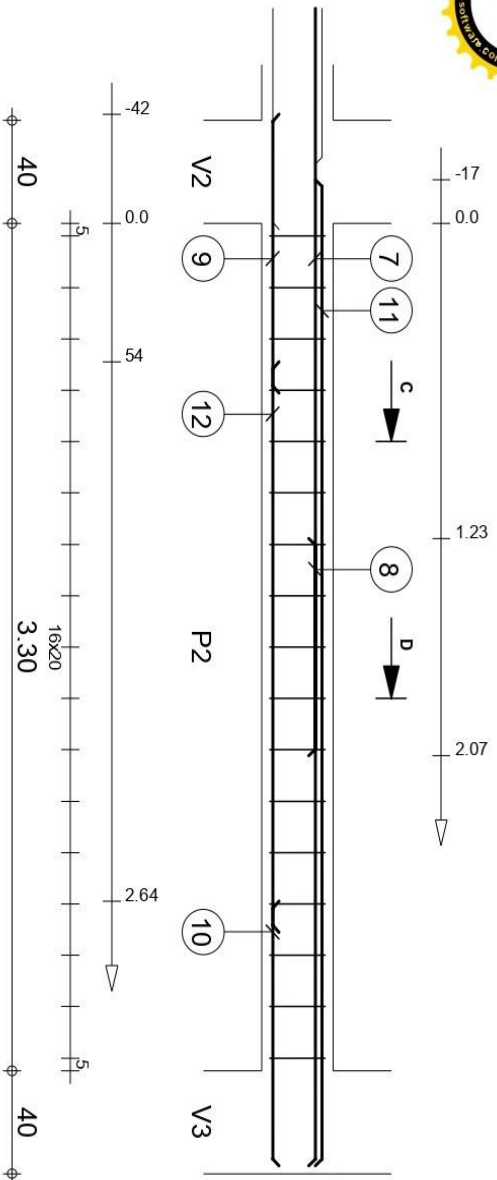
Section 30x40

Béton : BETON25 = 0.6 m3
 Surface du coffrage = 5.44 m2
 Densité = 93.33 kg/ m3
 Diamètre moyen = 9.19mm

Acier HA 400 = 45.9 kg
 Acier RL 215 = 10.1 kg
 Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
 Enrobage latéral 3 cm
 Echelle pour la vue 1/33
 Echelle pour la section 1/10

Page 1/3

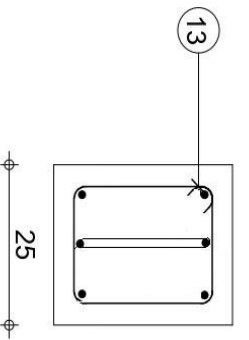
PRO



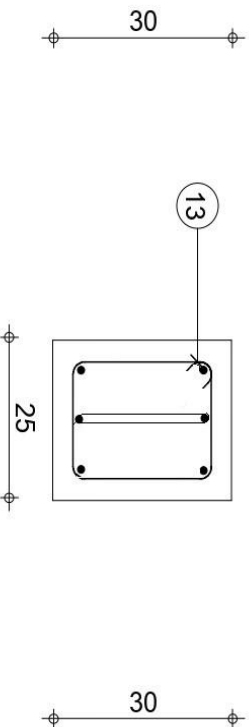
Pos.	Armature	Code	
7	3HA 12 l=4.40	00	
8	3HA 12 l=2.44	00	2.44
9	3HA 12 l=1.08	00	1.08
10	3HA 12 l=1.03	00	1.03
11	3HA 12 l=3.84	00	3.84
12	3HA 12 l=2.22	00	2.22
13	17RL 8 l=1.02	31	$\frac{1.9}{10} P$



C-C



D-D



Tanque au feu 0h

Fissuration peu préjudiciable

T.él.

Reprise de bétonnage : Non

F.ak

Poutre 50...42 : P2

Nombre 1

Structures3

Section 25x30

Béton : BETON25 = 0.293 m³
 Surface du coffrage = 3.24 m²
 Densité = 114.3 kg/ m³
 Diamètre moyen = 10.5mm

Acier HA 400 = 26.7 kg
 Acier RL 235 = 6.81 kg

Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm
 Enrobage latéral 3 cm

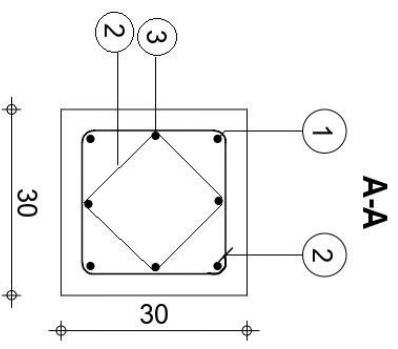
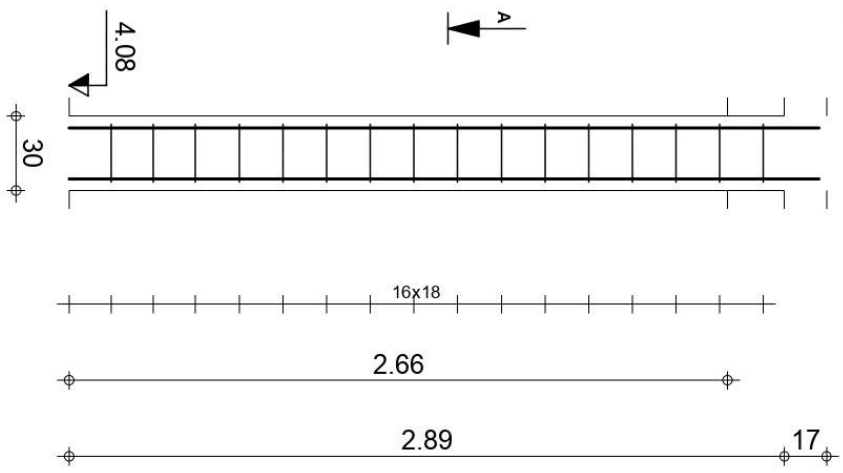
Echelle pour la vue 1/25
 Echelle pour la section 1/10

Page 2/2

PRO



Pos.	Armature	Code
①	4HA 14 l=3.03	00
②	16RL 8 l=1.12	31
③	4HA 12 l=3.03	00



Tél. _____ Fax _____



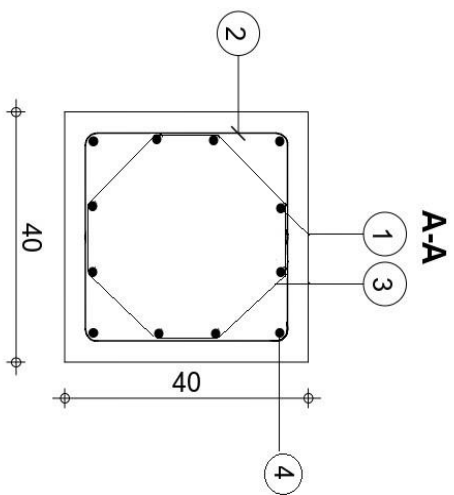
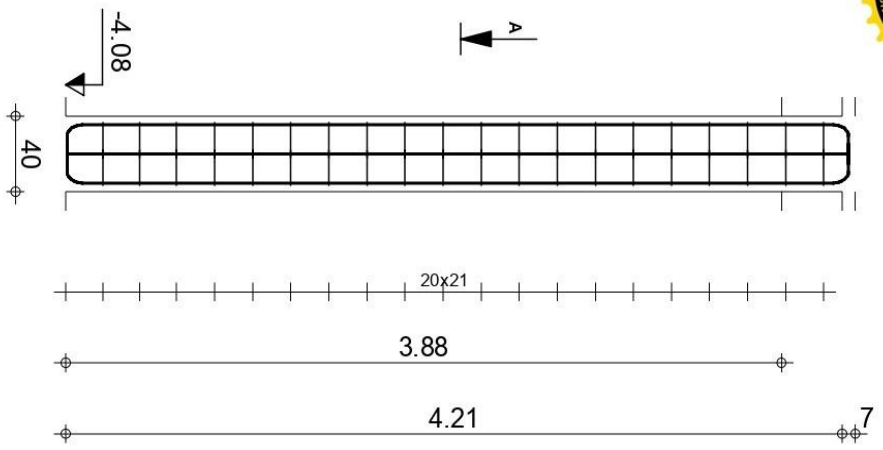
Structures3

Poteau154
Section 30x30

Acier HA 400 = 10.8 kg
Acier RL 235 = 7.04 kg
Enrobage 3 cm

Béton : BETON25 = 0.239 m3
Surface du coffrage = 3.19 m2

Echelle pour la vue 1/25
Echelle pour la section 1/10



Pos.	Armature	Code	
1	8 HA12 l=4.75	00	34 10
2	20RL 8 l=1.52	31	34 10
3	20RL 8 l=4.9	00	34
4	4HA14 l=4.75	00	



PRO

Structures3

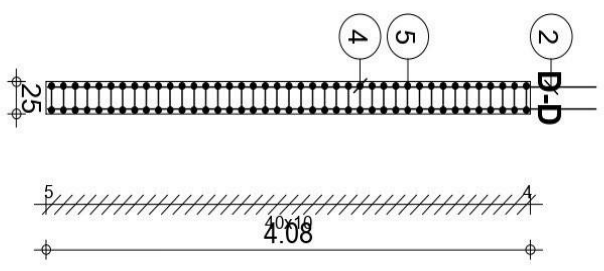
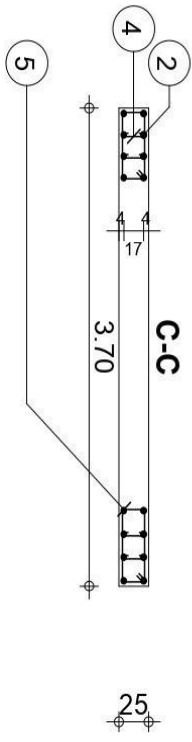
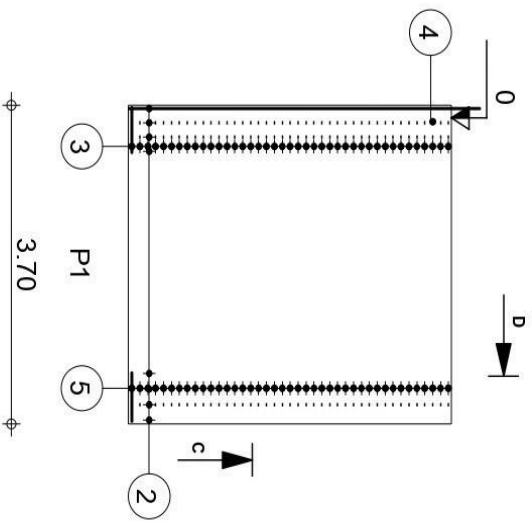
Poteau 10

Section 40x40

Tél. Fax

Acier HA 400 = 34.4 kg Béton : BETON25 = 0.621 m3
 Acier RL 235 = 15.9 kg Surface du coffrage = 6.21 m2
 Enrobage 3 cm

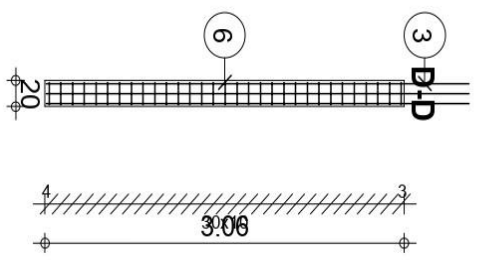
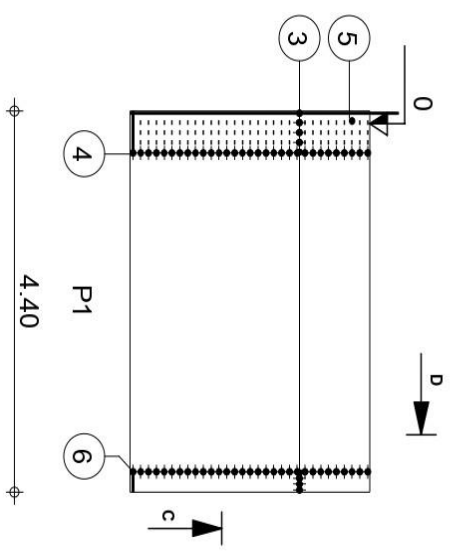
Echelle pour la vue 1/33 Page 1/1
 Echelle pour la section 1/10



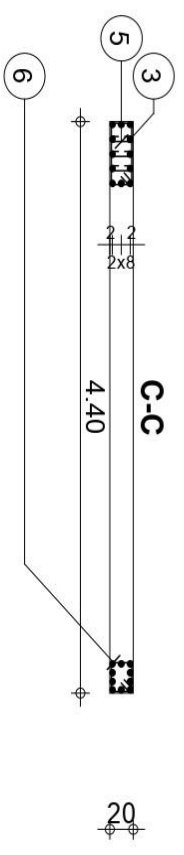
Pos.	Armature	Code	
2	18 HA12	I=4.62	00
3	4/1RL 6	I=1.54	31
4	16/4RL 6	I=30	00
5	4/1RL 6	I=1.63	31



Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		T él.		F ax	
Structures3		Voile697 : P1		Section 25x408		Nombre 1	
PRO		Densité = 87 kg/ m ³		Béton : BETON25 = 3.77 m ³		Acier HA 400 = 282 kg	
		Diamètre moyen = 7.02mm		Surface du coffrage = 30.2 m ²		Acier RL 235 = 46.7 kg	
				Enrobage inférieur 1 cm		Enrobage latéral 1 cm	
				Echelle pour la vue 1/75		Echelle pour la section 1/50	
				Page 2/2			



Pos.	Armature	Code
3	22HA 12 l=3.60	00
4	31RL 8 l=1.46	31
5	93RL 8 l=33	00
6	31RL 8 l=97	31



Tenue au feu 0h

Fissuration peu préjudiciable

Tél.

Fax



Structures3

Voile220 : P1
Section 20x306

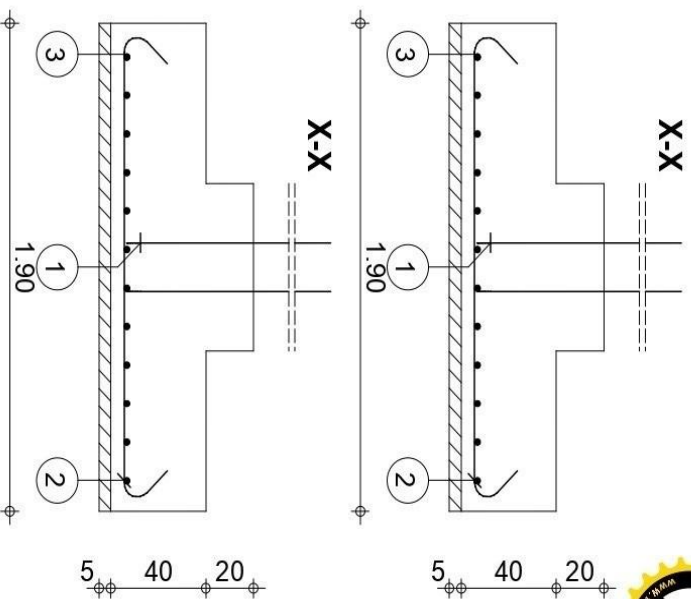
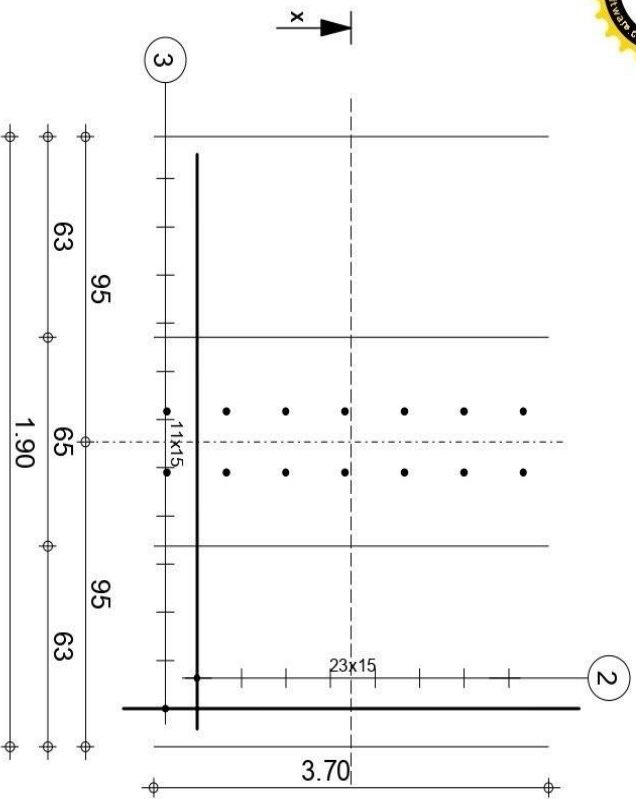
Nombre 1

Béton : BETON25 = 2.69 m³
Surface du coffrage = 26.9 m²
Densité = 169.1 kg/m³
Diamètre moyen = 8.82mm

Acier HA 400 = 398 kg
Acier RL 235 = 56.3 kg
Enrobage inférieur 1 cm
Enrobage latéral 1 cm
Echelle pour la vue 1/75
Echelle pour la section 1/50

Page 2/2



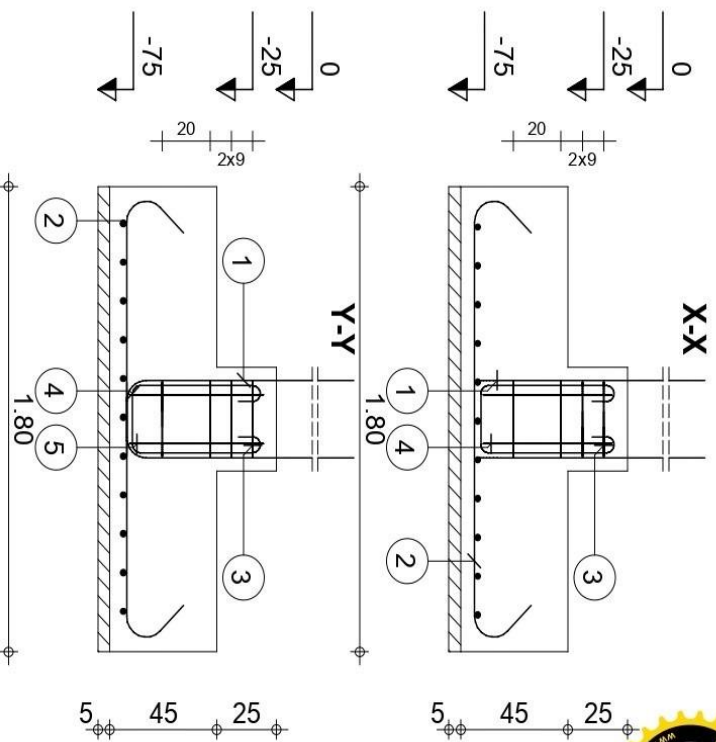
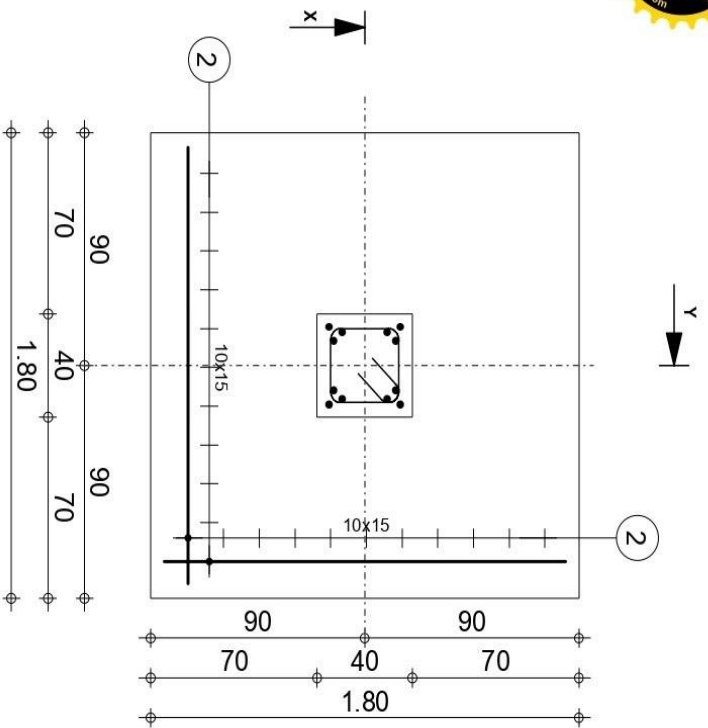


Pos.	Armature	Code	Forme
1	38HA 14	00	2 97
2	24HA 14	00	2 1.80
3	10HA 14	00	2 3.60

Fissuration peu préjudiciable	
Tél.	Fax

PRO	Niveau -4,08	Semelle 1	Nombre 1	Béton : BETON = 3.29 m3 Surface du coffrage = 6.22 m2 Densité = 39.21 kg/m3	Acier HA 400 = 129 kg Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 3 cm	Echelle pour la vue 1/20	Page 1/1
Structures 3							





Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
1	4HA 14	I=1.39		4	2HA 12	I=1.56	
2	14 HA 14	I=2.19		5	2HA 12	I=1.61	
3	4HA 14	I=1.48					

Fissuration peu préjudiciable

Tél: _____ Fax: _____

	Niveau -4,08 Structures3	Semelle1	Nombre 1	Béton : BETON1 = 1.5 m3 Surface du coffrage = 3.64 m2 Densité = 0.0518 t/m3	Acier HA 400 = 0.0649 t Acier HA 500 = 0.0128 t Enrobage c1 = 5 cm, c2 = 5 cm	Echelle pour la vue 1/25	Page 1/1
--	---	-----------------	----------	---	---	--------------------------	----------



ANNEXE 3