

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



UNIVERSITE- SAAD DAHLEB- BLIDA



Faculté des Sciences de l'Ingénieur



Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE FIN
D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil

Option :Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation
en (R+9+terrasse) en béton
armé**

Présentés par : **Encadrés par :**

Bentouri aimene chams Eddine
Rouibah Safa

Mr :N. Yousfi
Mr : O.amellal

⌘Promotion 2020/2021⌘

A bouquet of pink roses is in the top left corner. A dark red fountain pen with gold accents lies diagonally across the bottom right. The background is a light blue textured surface with a piece of aged, yellowish paper in the center containing the text.

Dédicaces

*Je m'incline devant Allah tout
Puissant qui m'a ouvert la porte
du savoir et m'a aidé à la franchir .*

*je dédie ce modeste travail à
Mes Très Chers Parents, en témoignage et en
gratitude de leur dévouement et leur soutien
permanent durant toutes mes années d'études, leurs
sacrifices illimités, leur réconfort moral et tous les efforts
qu'ils ont consentis pour mon éducation et mon instruction
pour me voir réussir un jour... Que Dieu les garde...*

*A les ingénieurs qui mon soutenu et mon suivre : mon
père M.Bentourie et son collègue M.Sebaa
et mes deux sœurs :kaouther et hasna*

Et à toute ma grande famille.

*A mes très chers amis comme des frères : I.Zighad ,
I.Mezeghrane , M.rahaf*

A mon binôme S.rouibah et sa famille...

Et à tous ceux qui me connaissent

A. BENTOURI



REMERCIEMENTS

Tout d'abord, Louanges à Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons, également, à exprimer notre profonde reconnaissance à tous ceux qui, par leur aide et encouragements nous ont permis de finaliser notre projet,

*Pour cela, nous adressons notre dévouée reconnaissance à notre promoteur **Mr.N.Yousfi** pour ses conseils avisés, ses connaissances ainsi sa bienveillance qui ont été, à notre égard de tous les instants. Sans oublier notre co-promoteur **Mr.O.amellal** pour son aide appréciable.*

Nous n'avons garde d'oublier de remercier tous les enseignants du département Génie Civil qui nous ont suivis tout au long de notre cursus, et qui nous ont permis d'acquérir les connaissances nécessaires pour mener à bien ce modeste travail et qu'ils trouvent ici la profonde admiration que témoignerait un disciple à ses maîtres.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour l'intérêt qu'ils portent à notre en prenant la peine d'examiner ce manuscrit.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apportés aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

A

B

C

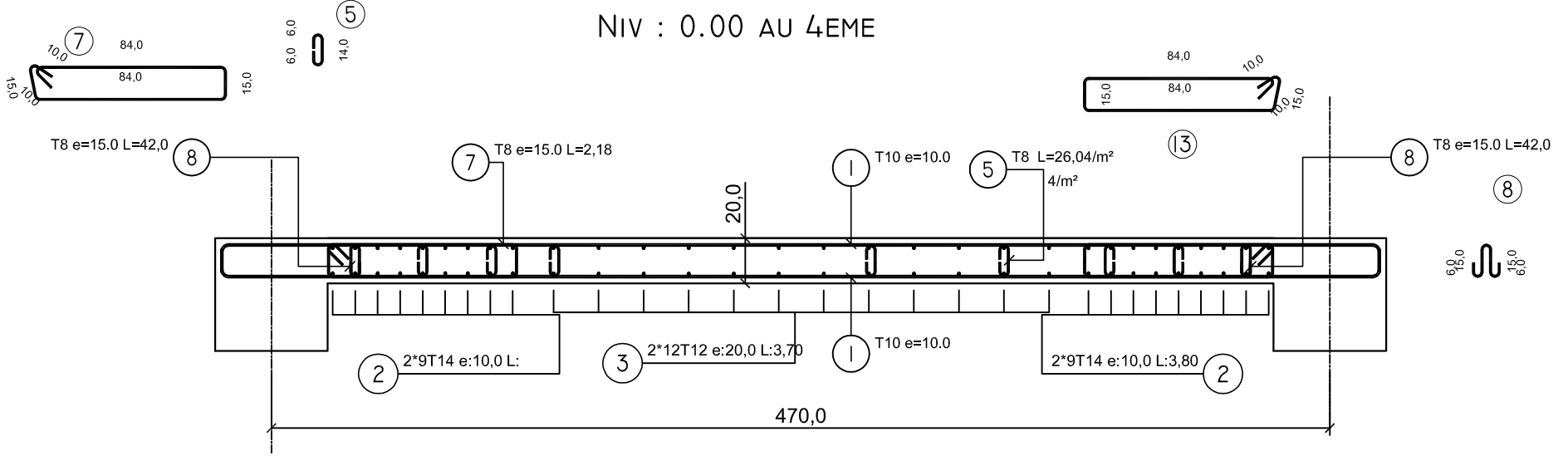
D

E

F

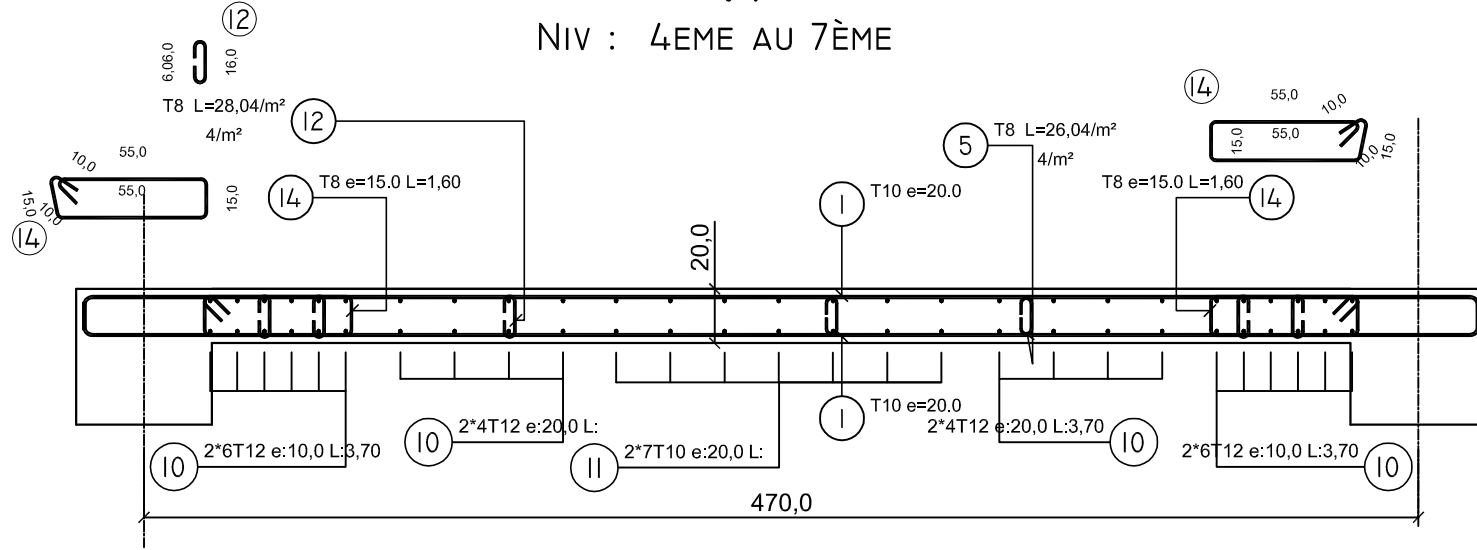
VI

NIV : 0.00 AU 4ÈME



VI

NIV : 4ÈME AU 7ÈME



BLOC R+9+TERRASSE

PAGE 001

A

B

C

D

E

F

A

B

C

D

E

F

4

4

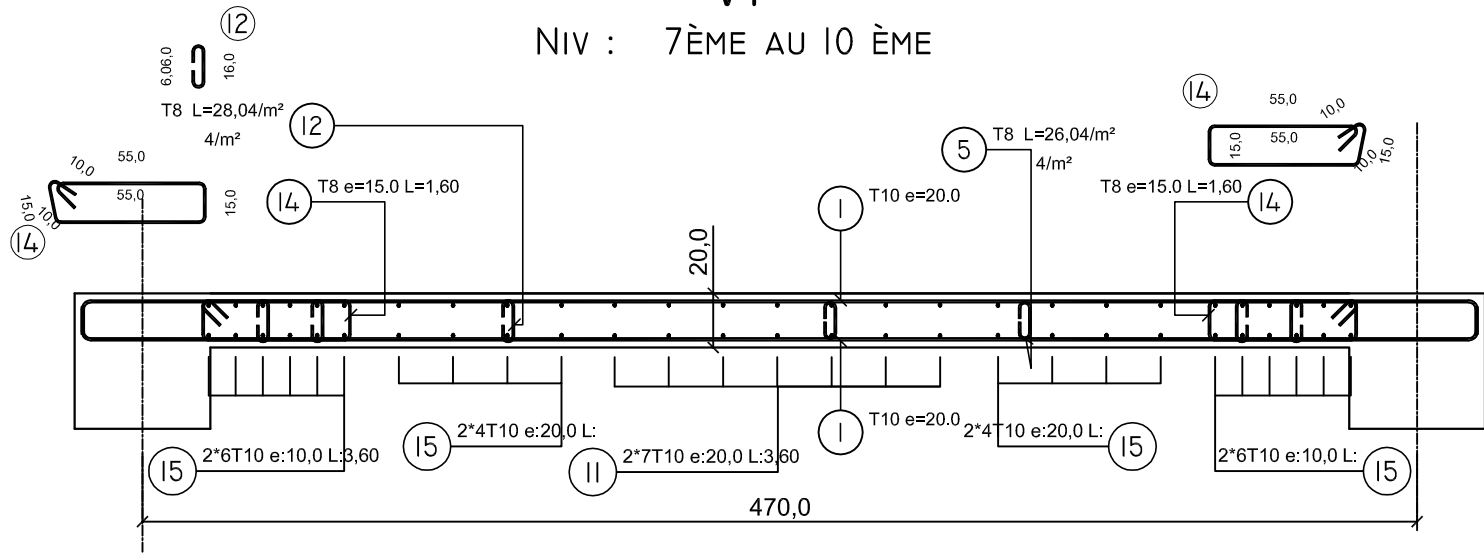
3

2

1

VI

NIV : 7ÈME AU 10 ÈME



BLOC R+9+TERRASSE

A

B

C

D

E

F



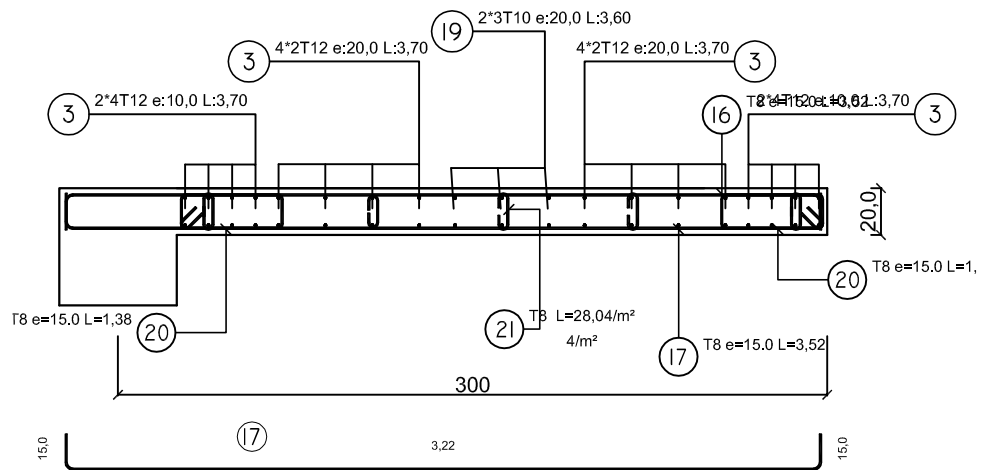
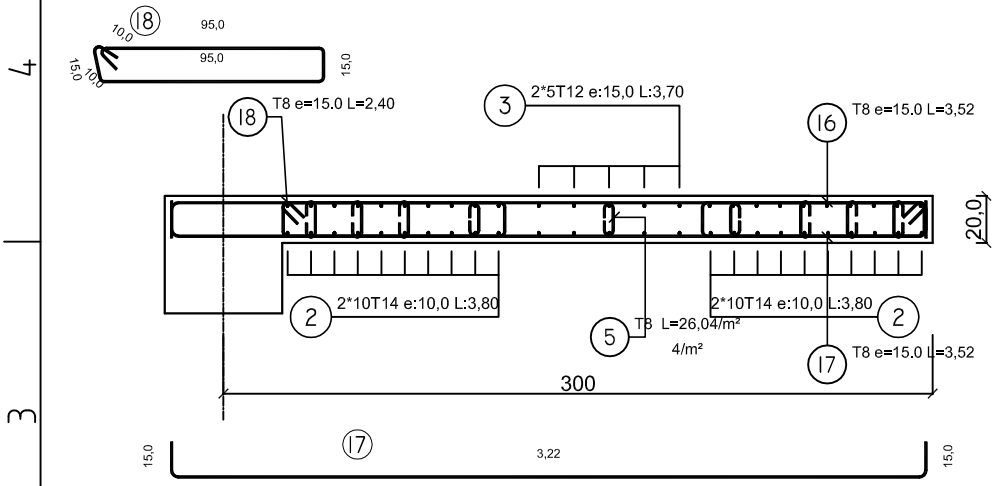
A B C D E F

V2-V8

NIV : 0.00 AU 4EME

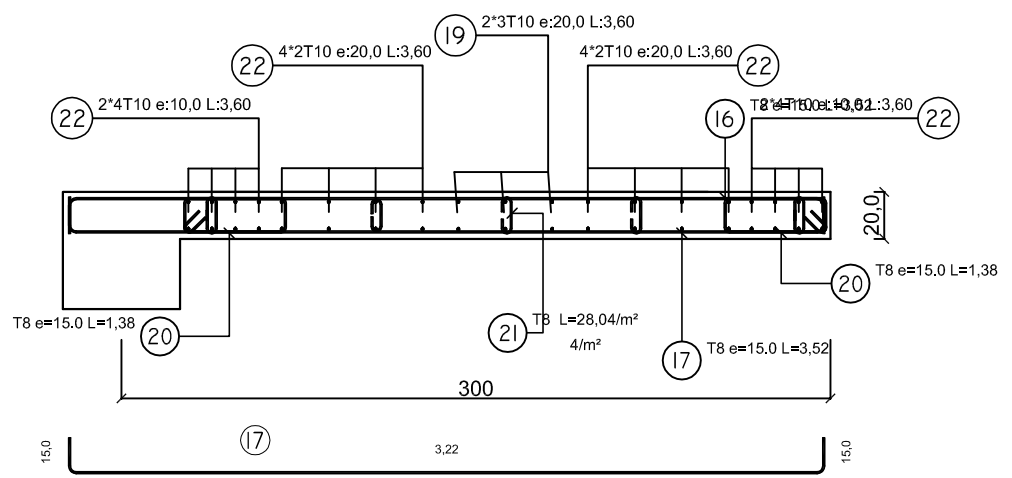
V2-V8

NIV : 4EME AU 7EME



V2-V8

NIV : 7EME AU 10 EME



A B C D E F

A B C D E F

V3-V6

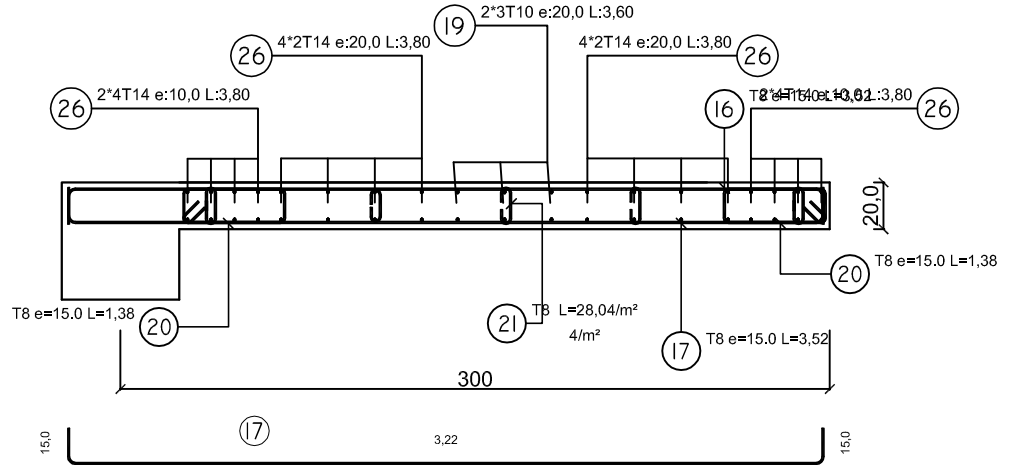
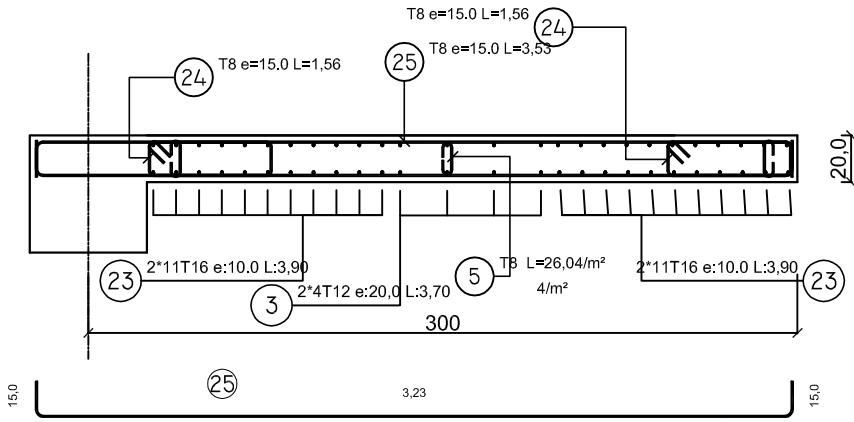
NIV : 0.00 AU 4EME

V3-V6

NIV : 4EME AU 7EME

4

4

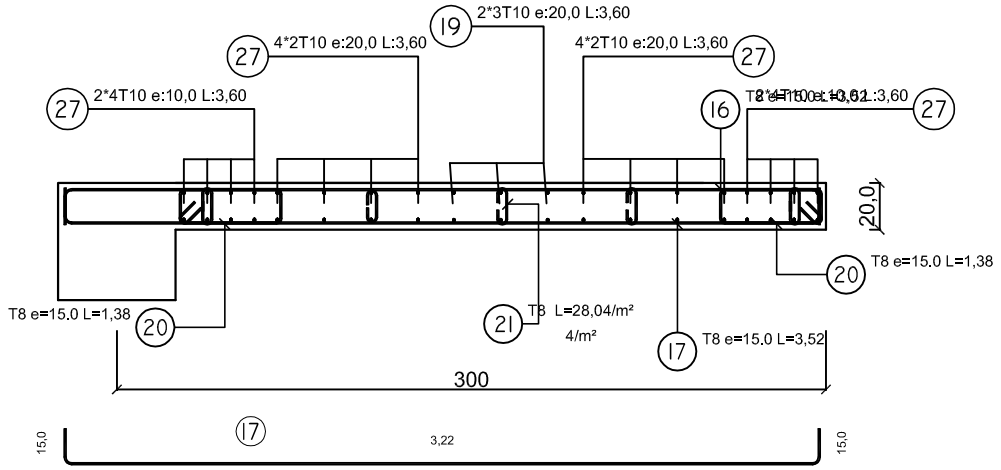


3

V3-V6

NIV : 7EME AU 10 EME

2



1

A B C D E F

V4 V5 V7
NIV : 0.00 AU 4EME

V4 V5 V7
NIV : 4EME AU 7EME

V4 V5 V7
NIV : 7EME AU 10 EME

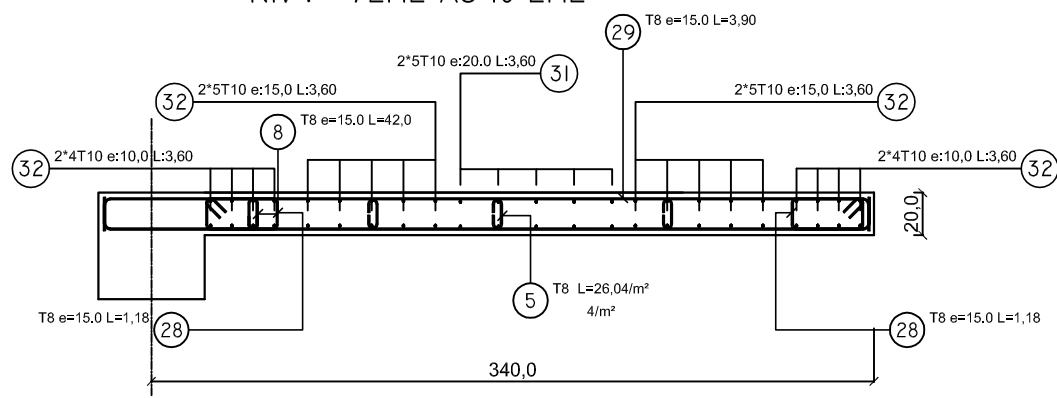
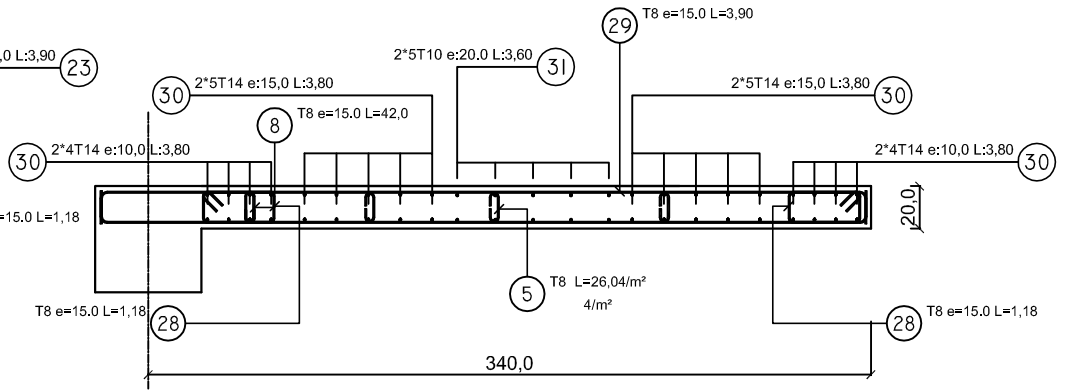
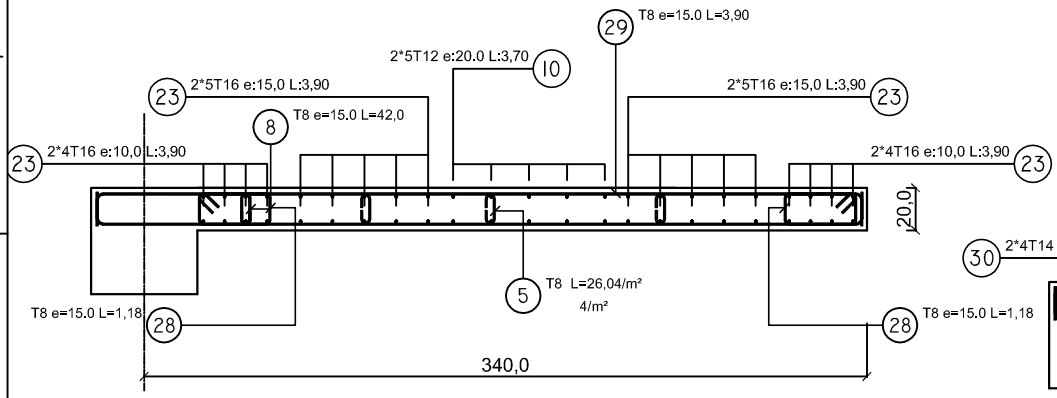
BLOC R+9+TERRASSE

PAGE 005

4
3
2
1

A B C D E F

A B C D E F



ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي+ طوابق), يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب المعايير الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**) . مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة ورافد ,الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.
الدراسة الحركية تمت باستعمال (**ETABS.18**).
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر .
modifier99,CBA)(RPA 99 version 2003, BAEL 91
للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي.**(ROBOT EXERT)**

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation de R +9étages qui sera implanté dans la wilaya d'ALGER, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

- La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.
 - L'étude dynamique et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ETABS.18**).
 - Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**CBA ,BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003**).
- Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (**ROBOT EXPERT**).

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans

Introduction générale	1
-----------------------------	---

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

I.1.Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3.présentation du bâtiment	2
I.4.Description structurelle	8
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	4
I.6. Les Contraintes limites du béton :.....	5
I.7 caractéristique d'Acier.....	8
I.8 Hypothèses de calcul	9

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	13
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	13
II.3. Evaluation des charges	16
II.4 Pré-dimensionnement des poutres	20
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux	24
II.6 Pré-dimensionnement des voiles	34
II.7 conclusions.....	34

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère.....	36
III.2 Etude Des Plancher en Corps creux.....	42
III.3. Escalier.....	63
III.4. Balcons.....	75

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	81
IV.2 Etude dynamique.....	81
IV.3 choix de la méthode de calcul	82
IV .4. Résultats de l'analyse sismique	87

Chapitre V : étude au vent

V.1 Introduction	104
V.2 Ferrailage des poteaux	104
V.3 Ferrailage des poutres	117
V.4 Ferrailage des voiles	134
V.5 Ferrailage des linteaux	143

SOMMAIRE

ChapitreVI : Ferrailage des éléments résistant

V.1 Introduction	111
V.2 Ferrailage des poteaux	111
V.3Ferrailage des poutres	123
V.4 Ferrailage des voiles	138

ChapitreVII : Étude des fondations

VI.1. Introduction	140
VI.2. Choix des fondations	140
VI.3.Calcul de type de fondation.....	140
VI.4. Etude du voile périphérique	158

Annexe

Références

Introduction générale

Introduction générale :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un immeuble à usage habitation qui se distingue par les spécificités suivantes :

- Aspect architectural et fonctionnel exigeant certains espaces dégagés.
- Configuration géométrique avec de moyennes dimensions en plan et un décrochement en plan et une régularité en élévation.

En tenant compte de ces particularités, la conception structurelle est fortement conditionnée par les facteurs suivants :

- l'effet sismique, l'effet du vent et l'influence de la qualité des matériaux.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ◆ La première étape comprend la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ La deuxième étape présente le Pré dimensionnement des éléments structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- ◆ La troisième étape portera sur le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et la dalle).
- ◆ La quatrième étape portera sur l'étude dynamique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de ETABS.18.
- ◆ La cinquième étape s'intéresse aux effets du vent.
- ◆ La sixième étape portera sur Le calcul des ferrailages des éléments résistants.
- ◆ La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure
- ◆ Enfin on finira par une conclusion générale.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

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 géométriques.

Pour le calcul des éléments constitutifs de l'ouvrage, on se réfère aux règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

I.2. Situation de l'ouvrage :

Le bâtiment étudié fait partie du projet « logements promotionnelles » du Programme AADL dans la wilaya d'alger

I.3. Présentation du bâtiment :

L'ouvrage étudié est un bâtiment R+9 en béton armé composé :

- Neufs étages à usage habitation.

La configuration du bâtiment présente un décrochement en plan et une régularité en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone sismique (zone III).

I.3.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment \longrightarrow H = 30.60m
- Hauteur de des étages courants \longrightarrow h = 3.06m \longrightarrow

I.3.2 Dimensions en plan :

- **EN PLAN :**

Longueurtotaleenplan(suivantl'axelocalx-x').....L=27,10 m.

Largeurtotaleenplan(suivantl'axelocaly-y')L=31.10m.

I.4. Description structurelle :

➤ **Ossature :**

Notre ouvrage est contreventé par un système mixte portiques et voiles avec interaction pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

➤ **Les Planchers :**

Deux types de planchers ont été utilisés :

- Plancher à dalle pleine.
- Plancher de corps-creux.

➤ **Les escaliers :**

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Un seul type d'escalier a été utilisé c'est un l'escalier à deux volets.

➤ **Maçonnerie :**

- On distingue :
- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).
- La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie est composé d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm représentés sur la figure 3



Figure I.3 : Cloison de séparation de 10 cm.

➤ **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

➤ **Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

➤ **Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi qu'au règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

➤ **Le Béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

❖ **Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

❖ **Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

❖ **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.

❖ **Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Ils doivent être durs, propres et non gélifs. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance.

I.6. Les Contraintes limites du béton :

a) Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle représenté sur la figure 4.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$ si $f_{cj} \leq 40\text{Mpa}$.
- $\text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰}$ si $f_{cj} > 40\text{Mpa}$

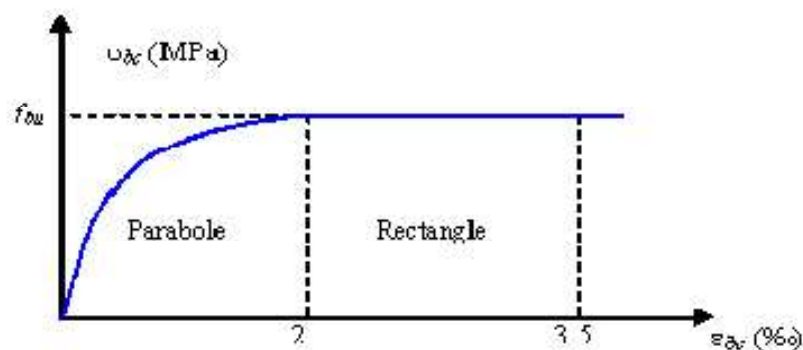


Figure I.4 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

b) Résistance du béton à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation:

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c j} \text{ (MPa)}$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

c).1. Module de déformation instantanée "E_{ij}" :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à **24 heures**

$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c j}} D$ où on a $E_i = 34179,55 \text{ MPa}$

c).2. Module de déformation longitudinale différée "E_{vj}" :

Pour des charges de longue durée d'application, on a:

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c j}} D$ où on a $E_v = 11496,76 \text{ MPa}$

d). Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0 \Leftrightarrow$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 2 \Leftrightarrow$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

e). Poids volumique

On adopte la valeur: $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f). Les contraintes Limites

f).1. Les contraintes à l'Etat limite ultime «E.L.U»

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage; dans ce cas, la contrainte est définie par: $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec: γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas de situations durables ou transitoires $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas de situations accidentelles $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

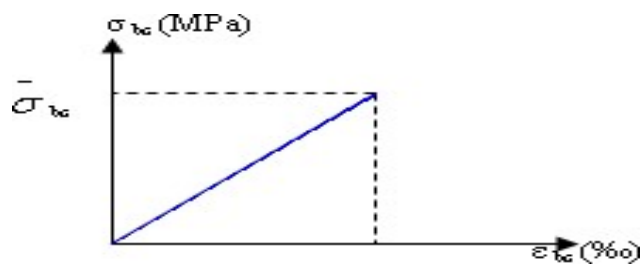
Figure I. 6 Diagramme Contraintes -Déformations du béton.

f).2. Les contraintes à l'Etat limite de service «E.L.S»

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue:

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service de l'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :



$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{28} = 30 \text{ MPa}$

Figure I.7. Diagramme contrainte déformation du béton calculé à l'ELS.

I.7 caractéristique d'Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

a). Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A): $f_e = 500 \text{ MPa}$

b). Module d'élasticité des aciers :

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

c). Contrainte limite

c).1. Etat limite ultime ELU :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure (I.8).

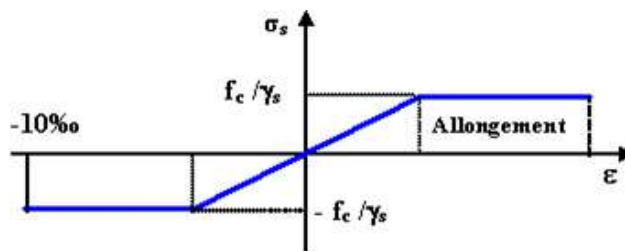


Figure I. 8. Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Avec:

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : contrainte de l'acier. $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

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

I.8 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendue est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5%** en flexion simple ou composée et à **2%** dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10%**.

La contrainte de calcul, notée σ_s $= \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

et qui est définie par la relation : σ_s

$\sigma_s = 434,782 \text{ MPa}$	} Situation durable
Acier à haute adhérence		
$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	}	. Situation accidentelle

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges verticales, qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

* Sollicitations verticales :

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

* Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment les **RPA99 version 2003**, **BAEL 91 modifié 99** et **CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**, le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles ont une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, se sont donc des éléments reposant sur 2, 3 ou 4 appuis. Leurs fonctions essentielles sont :

- L'isolation acoustique et thermique entre étage.
- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer la compatibilité des déplacements.

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

- ❖ Plancher en dalle pleine pour le RDC, les balcons et certaines parties des planchers.
- ❖ Plancher en corps creux pour les étages courants.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées.

II.2.1 Plancher en corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée par la longueur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 470 - 40 = 430 \text{ cm}$$

$$L = 4,30 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19,11 \text{ cm}$$

Pour commencer nous adopterons des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20 \text{ cm}$.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles :

- ✓ Critère de la petite portée.
- ✓ Critère de continuité.

II.2.2 Planchers à dalle pleine

Les planchers à dalle pleine sont utilisés dans les trois cas suivants :

- Des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$).
- Des grandes portées donnant une grande hauteur de corps creux et un ferrailage important aux poutrelles.
- Des formes irrégulières.

C'est le cas pour le RDC qui est exploité comme des commerces ($Q=5 \text{ kN/m}^2$) ce qui impose l'emploi du plancher en dalle pleine.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

Nous adopterons pour : **$e = 11 \text{ cm}$** .

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

l_x : la plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$l_x = 4,10 \text{ m}$

La dalle repose sur quatre appuis

Nous aurons donc : $8,2 \leq e \leq 10,25 \text{ (cm)}$.

Nous adopterons pour : **$e = 10 \text{ cm}$** .

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$e = \max(11 ; 10 ; 13) = 13 \text{ cm}$

Nous adopterons : **$e = 15 \text{ cm}$** .

- **Balcon :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,7 \text{ m}$.

$e \geq \frac{L}{10} = \frac{107}{10} = 10,7 \text{ cm}$

Donc nous adopterons une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.2.2 .1 Choix de dimensionnement des planchers :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 25$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 5 cm (16+5).
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 :Les charges permanentes sur la terrasse

désignation de l'élément	Ep (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection mécanique en gravie	0.05	18	0.9
Etanchéité multicouches	0.03	400	0.12
Forme de pente	0.125	22	264
Isolation thermique (liège)	-	-	2.8
Dalle à corps creux	0.16+0.05	/	2.8
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Σ			$\Sigma G = 6.38$

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant

a. Dalle en corps creux :

Tableau II.2 : Les charges permanentes sur la Dalle en corps creux

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle à corps creux	0.16+0.05	/	2.8
Cloisons légères	/	/	0.1
Enduit au plate	0.02	10	0.2
Σ	/	/	5,34

b. Dalle pleine :

Tableau II.3 : Les charges permanentes sur la dalle pleine

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0,4
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit au plate	10	2	0,20
Cloisons légères	/	/	1

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Σ	/	/	6,29
----------	---	---	-------------

c. Balcon :

Tableau II.4 :Les charges permanentes sur le balcon.

désignation de l'élément	Ep (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	17	0.51
Dalle à épaisseur	0.15	25	3175
Enduit en ciment	0.02	17	0.36
Σ	/	/	5,46

II.3.1.3 Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison :

Tableau II.5 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	10	2	0,20
Briques creuses	9	10	0,90
L'âme d'air	/	/	0
Briques creuses	9	15	1,35
Enduit en plâtre intérieur	18	2	0,36
Σ	/	/	2,81

b. Mur intérieur :

Tableau II.6 : Les charges permanentes sur des murs intérieurs

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit au plâtre	10	2	0,2
Brique creuse	9	10	0,9
Enduit au plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	1,30

II.3.1.4 Acrotère

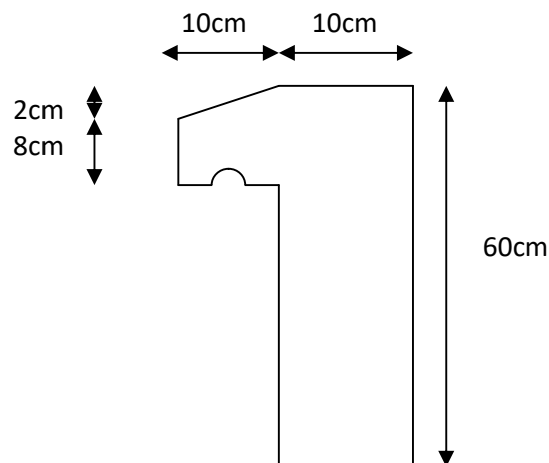


Figure II.2 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot S$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Le poids des enduits au ciment ($e_p=2\text{cm}$) :

$$G_2 = 0,02 \times 2 \times 0,6 \times 14 = 0,351 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,061 \text{ kN/m.}$$

II.3.2 Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre bâtiment, on distingue les charges d'exploitation :

Tableau II.7 : charge d'exploitation des éléments de structure

désignation de l'élément	Q (KN/m2)
Acrotère (main courante)	1
Plancher terrasse (inaccessible)	1
Plancher à usage habitation	1,5
Escaliers	2,5
Balcon	3,5

II.4 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui ont pour rôle la transmission des efforts revenant des planchers aux éléments verticaux. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par les **(RPA99 version 2003)**.

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

• **Selon le R.P.A 99 (version 2003) :**

- 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.4.1 Exemple de calcul

1. Poutre Porteuse :

1.1. Selon les règles BAEL 91 (modifié 99)

On a : $L = 5,6 - 0,30 = 5,30 \text{ m}$

$$1) \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10}$$

D'où : $35 \leq h \leq 53$ on prend **h = 45 cm.**

$$2) 0,3 * 45 \leq b \leq 0,7 * 45$$

D'où : $13,5 \leq b \leq 31,5$ on prend **b = 30 cm.**

1.2. Selon les RPA 99 (ver 2003) pour la zone III

- $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b = 1,5 \leq 4$

⇒ **Les trois conditions dictées par les RPA99 version 2003 sont vérifiées.**

2. Poutre non Porteuse :

2.1. Selon les règles BAEL 91 (modifié 99)

On a : $l = 4,70 - 0,4 = 4,30 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

D'où : $28,6 \leq h \leq 43\text{cm}$ nous prendrons $h = 40\text{cm}$

Et : $0,3 * 40 \leq b \leq 0,7 * 40$

D'où : $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ nous prendrons $h = 30\text{cm}$

2.2. Selon les RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $h/b = 1,34 \leq 4$

⇒ Les trois conditions dictées par les RPA99 (ver 2003) sont vérifiées.

Notre choix sera donc :

- Pour le sens porteur on prend : $b \times h = 30 * 45 (\text{cm}^2)$.
- Pour le sens non porteur on prend : $b \times h = 30 * 40 (\text{cm}^2)$.

II.5 Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles, c'est des murs réalisés en béton armé, qui satisfaisants la condition $L \geq 4a$, avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous avons pris en compte les recommandations des **RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale 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.

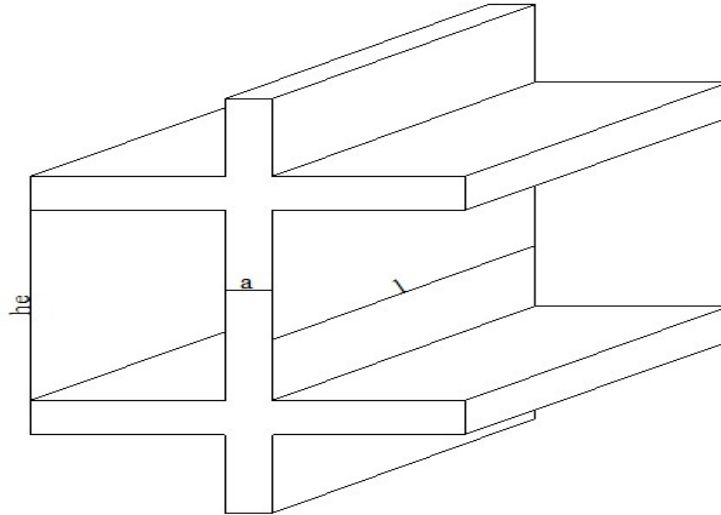


Figure II.3 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e/20 \right\} \text{ (art:7.7.1) [2]}$$

Avec :

h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 15.3\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15.3 \text{ cm}$$

Nous adopterons pour les voiles une épaisseur $a = 20\text{cm}$

II.6 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

II.6.1 Principe

- Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.2 Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit répondre afin de vérifier les conditions minimales imposées par les "RPA99 version 2003".

II.6.3 Loi de dégression

Il est très rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, donc pour éviter un surdimensionnement des poteaux on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par le DTR B.C.2.2.}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

II.6.4 Dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art (B-8-4-1)}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) $= 1,35G + 1,5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

* I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{hb^3}{12} \right)$.

* B : surface de la section du béton

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$).

* A_s : section d'acier comprimée.

* B_r : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur surtout son périphérique tel que :

* Poteau rectangulaire.... $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [\text{cm}^2]$

* Poteau circulaire.... $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 0,02)^2 [\text{cm}^2]$

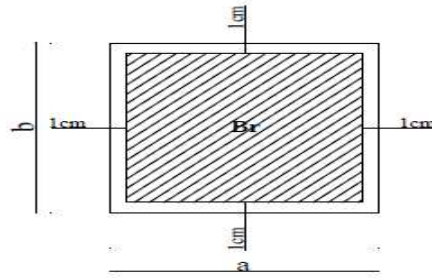


Figure II.4 : Section réduite du béton (poteau carré).

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} &* \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ &* \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ &* \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right.$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Avec :

$(a ; b)$: dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Poteau de section circulaire :

$* D \geq 35 \text{ cm}$	Avec :
$* D \geq \frac{h_e}{15}$	D : diamètre de la section.
	h_e : hauteur d'étage

II.6.5 Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.

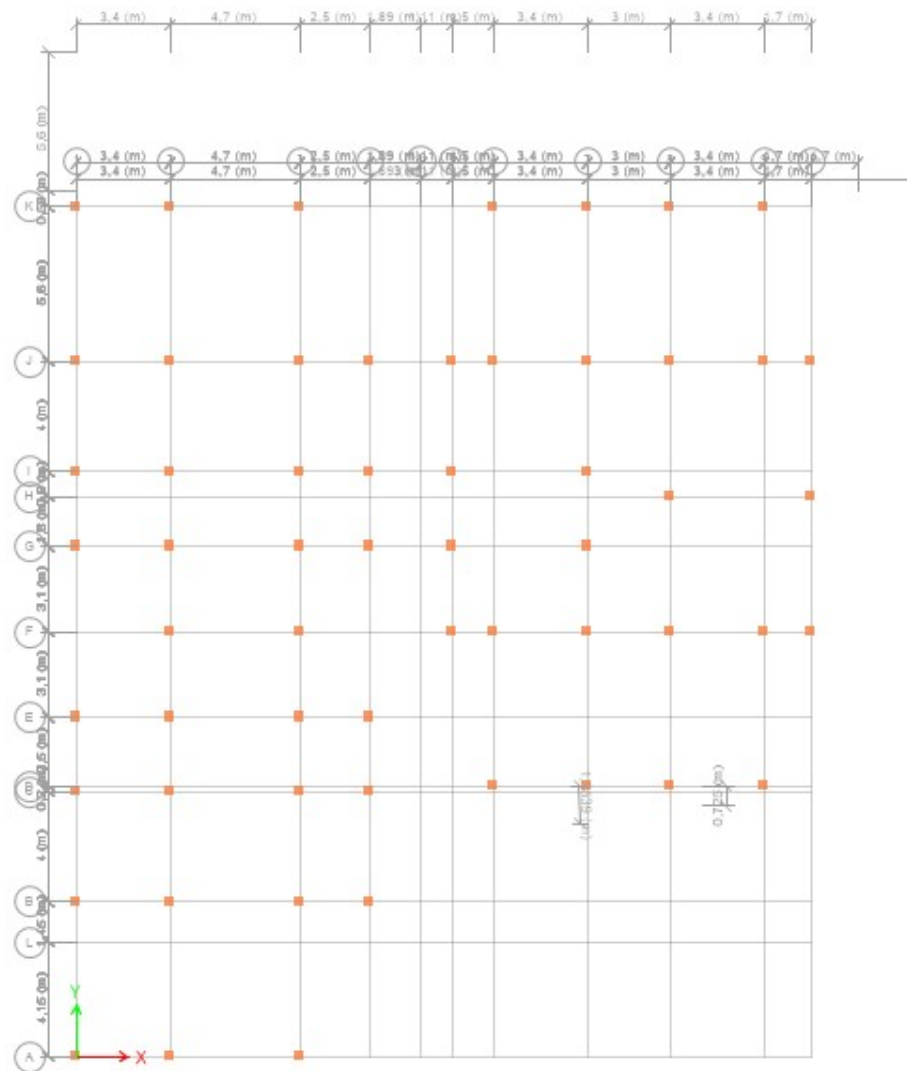


Figure II.5 : Vue en plan « Types de Poteaux »

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II.8 : Schéma statique de la descente de charge

	N.1	
N.1	N.2	N.1
N.2	N.3	N.2
N.3	N.4	N.3
N.4	N.5	N.4
N.5	N.6	N.5
N.6	N.7	N.6
N.7	N.8	N.7
N.8	N.9	N.8
RDC	RDC	RDC

II.6.5.3 Poteau central

a. Surface reprise :

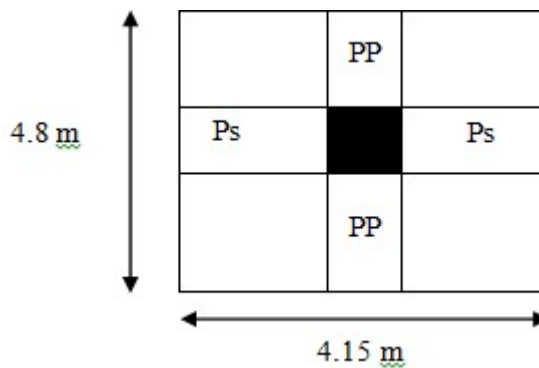


Figure II.6 : représentation de la surface reprise par le poteau central.

S = 19,92 m²

b. Calcul des différents poids :

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuses: $(0.3 \times (0.45 - 0.05) \times 25 \times 4.8) + (0.3 \times (0.40 - 0.05) \times 25 \times 4.15) = \mathbf{25.29 kN}$

c. Poids de poteaux : $25 \times (3.06 - 0.45) \times 0.3 \times 0,3 = \mathbf{5,872 kN}$

d. Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II.9 : Dégression des surcharges pour le poteau central

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
N1	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
N2	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
N3	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2)$	3,85
N4	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3)$	4,6
N5	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	5,2
N6	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	5,5
N7	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	5,5
N8	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	6,25
N9	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	7
NRDC	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	7,75

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II.10 : récapitulatif de la descente de charge pour poteau central :

Etages	Niveaux	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	138,04	19,92
		Poids des poutres	25,29	
		Total	163,33	
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	163,33	49,8
		Poids du plancher corps creux	106,37	
		Poids des poutres	25,29	
		Poids de poteau	5,872	
Total	300,862			
7 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	300,862	76,69
		A	137,53	
		Total	438,932	
6 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	438,932	91,63
		A	137,53	
		Total	575,922	
5 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	575,922	103,58
		A	137,53	
		Total	713,452	
4 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	713,452	109,56
		A	137,53	
		Total	850,982	
3 ^{ème} étage	N7	Venant de N6	850,982	109,56
		A	137,53	
		Total	988,512	
2 ^{ème} étage	N8	Venant de N7	988,512	124,5
		A	139,65	
		Total	1128,165	
1 ^{er} étage	N9	Venant de N8	1128,165	139,44
		A	139,65	
		Total	1267,815	
RDC	N10	Venant de N9	1267,815	154,38
		Poids des poutres	139,65	
		Poids de poteau de RDC		
		Total	1407,465	

Chapitre II : Pré-dimensionnement

c. Choix des sections des poteaux centraux :

Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux centraux

poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)
Central	9 ^{ème} étage	163.33	19.92	250.37	133.03	13.53	30×30
	8 ^{ème} étage	300.86	49.8	480.863	255.500	17.98	30×30
	7 ^{ème} étage	438.39	93.36	706.864	375.582	21.37	30×30
	6 ^{ème} étage	575.92	122.46	914.939	486.140	24.04	30×30
	5 ^{ème} étage	713.45	147.93	1118.53	594.316	26.37	30×30
	4 ^{ème} étage	850.98	169.75	1313.16	697.733	28.41	30×30
	3 ^{ème} étage	988.51	187.94	1492.83	796.384	30.22	30×30
	2 ^{ème} étage	1128.1	204.91	1709.77	908.46	32.14	30×30
	1 ^{ème} étage	1267.8	225.04	1920.71	1020.544	33.94	30×30
	RDC	1407.4	243.47	2131.64	1132.622	35.65	30×30

d. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq fbc$$

Tableau II.12 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après correction

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
central	9 ^{ème} étage	250,375	30×30	2,78	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	480,863	30×30	5,34	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	706,864	30×30	7,85	Vérifiée

Chapitre II : Pré-dimensionnement

	6 ^{ème} étage	914,939	30×30	10,16	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1118,530	30×30	12,42	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1313,165	30×30	14,59	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1498,831	35×35	12,23	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1709,77	35×35	13,95	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1920,710	35×35	15,67	Vérifiée
	RDC	2131,647	40×40	13,32	Vérifiée

Tableau II.13 : Tableau comparatif des sections des poteaux

Etages	Carrée (axa)(cm)
9 ^{ème} étage	30*30
8 ^{ème} étage	30*30
7 ^{ème} étage	30*30
6 ^{ème} étage	30*30
5 ^{ème} étage	30*30
4 ^{ème} étage	30*30
3 ^{ème} étage	35*35
2 ^{ème} étage	35*35
1 ^{ème} étage	35*35
RDC	40*40

e). Vérification à l'ELS

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + yA_s} \leq 0.6 f_{c28}$

Avec :

- N_{ser} : Effort normal à l'ELS.
- B : Section de béton du poteau.
- σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 18 \text{Mpa}$$

Vérification à l'ELS

Tableau II.14 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après correction

Niveaux	Ns	B	Ns/1.15B	0.6f _{c28}	Vérification
9	183,25	30×30	1,77	18	vérifiée
8	350,662	30×30	3,38	18	vérifiée
7	515,082	30×30	4,97	18	vérifiée
6	667,552	30×30	6,44	18	vérifiée
5	817,032	30×30	7,89	18	vérifiée
4	960,542	30×30	9,28	18	vérifiée
3	1098,072	35×35	7,79	18	vérifiée
2	1252,665	35×35	8,89	18	vérifiée
1	1407,255	35×35	9,98	18	vérifiée
RDC	1561,845	40×40	8,48	18	vérifiée

II. 7 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

-Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par le RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

-Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$-a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

II.7.1 Pour les étages courants et rdc $H=3,06m$:

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 13,05cm.$$

On prend : $a=20cm$.

II.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons établi un pré-dimensionnement des différents éléments qui constituent l'ensemble de la structure (poteau, poutre, voile et plancher...), en se basant sur les différents règlements (RPA, BAEL) et en respectant plusieurs conditions de ces derniers, pour finalement prescrire un dimensionnement en bonne et due forme à partir de plusieurs calculs entamés.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1 Acrotère :

III.1.1 Définition :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

L'acrotère est un élément non structural de sécurité, entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 2,061 \text{ kN/m}$$

b. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

$$Q = 1,0 \text{ kN/m}$$

c. L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p) :

D'après **RPA 99 version 2003**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p \dots (6-3) \quad [2]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA**.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [$A=0.25$].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p=0.8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,23 \text{ kN}$].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,061 = 1,649 \text{ KN}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,649 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,649 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,061 \text{ kN/ml}$ et $Q_h=1,649 \text{ KN/ml}$

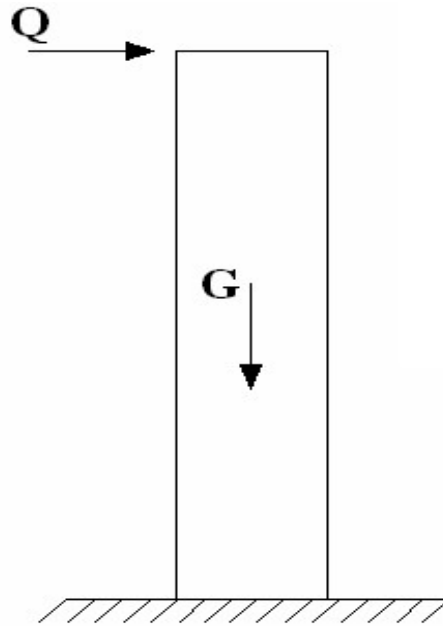


Figure III.1 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,782 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,484 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,474 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser} = G = 2,061 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \cdot h = 0,99 \text{ kNm}$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,5 \text{ kN}$$

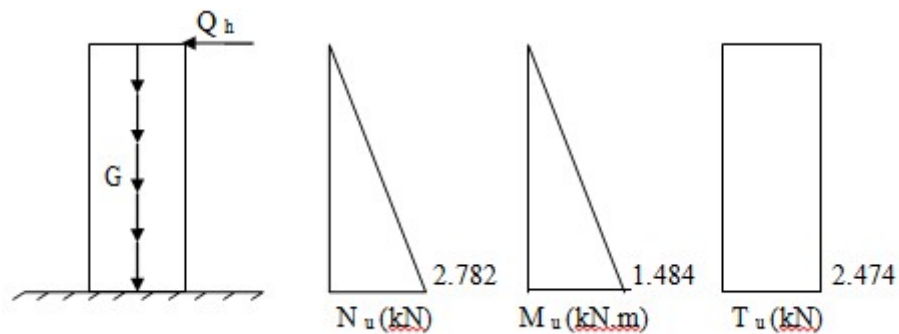


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=30\text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{ MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

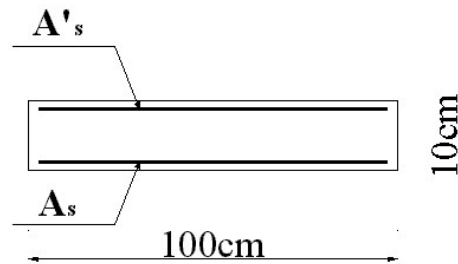


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,484}{2,782} = 53,35\text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_o = 53,35\text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = 3\text{ cm} \end{array} \right\} e_o > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{SPC}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif " M_f "

$$- M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,567 \text{ kN.m}$$

$$- \mu = \frac{M_f}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,0144$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$- \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0181$$

$$- Z = d (1 - 0,4\alpha) = 7,942 \text{ cm}$$

$$- \mu = 0,0144 < \mu_R = 0,392 \text{ donc } A_s' = 0$$

$$- A_s = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 45,38 \text{ mm}^2$$

$$\begin{array}{l}
 - A_{s1} = A'_{s} = 0 \\
 - A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_{ll}}{\sigma_s} = 38.98 \text{ mm}^2
 \end{array}
 \quad \text{Donc} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

III.1.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa}; \quad f_e=500\text{MPa}; \quad b=100\text{cm}; \quad d=8\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} (1; 1.104) \text{ cm}^2 \text{ donc } A_s^{\min} = 1.104 \text{ cm}^2$$

Donc : nous adopterons finalement pour **5T6**= 1,41 cm²

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

III.1.6 Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,353 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit **4T6**=1,13 cm² avec un espacement :

$$\text{On choisi } 4\text{T6} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = \frac{60}{3} = 20\text{cm}$$

III.1.7 Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48.03\text{cm}$$

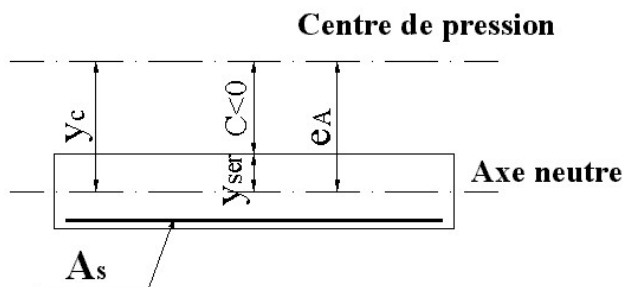


Figure III.4 : Distance de l'axe neutre.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 46,03$$

$$\text{Avec : } e = \frac{Ms}{Ns} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51,03 \text{ cm}$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 90(c + c_1) \frac{A'_s}{b} + 90(c + d) \frac{A_s}{b} = -6226,309 \text{ cm}^2 \\ q = 2c^3 - 90(c + c_1)^2 \frac{A'_s}{b} - 90(c + d)^2 \frac{A_s}{b} = 188397,6623 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,66 \cdot 10^8 < 0$$

$$y_c = -2\sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \cos\left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\Phi}{3}\right] = 47,81 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 47,81 \text{ cm}$; $Y_{ser} = Y_c - C = 1,78 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 1,78 \text{ cm} \\ y_c = 47,81 \text{ cm} \end{cases}$$

III.1.8 Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.06 \times 10^3 \times 478.1}{1174.55 \times 10^4} \right) \times 17.8 = 1.49 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 18 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_y}) \right) = 250 MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 78.23 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = -2.77 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

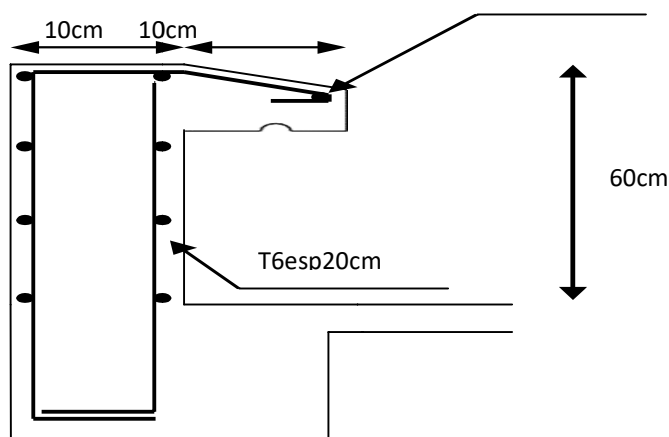
III.1.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28} ; 4 MPa \} = 3 MPa$$

vérifiée

$$\tau_u = \frac{2,474 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,031 MPa < \bar{\tau}_u = 3 MPa$$



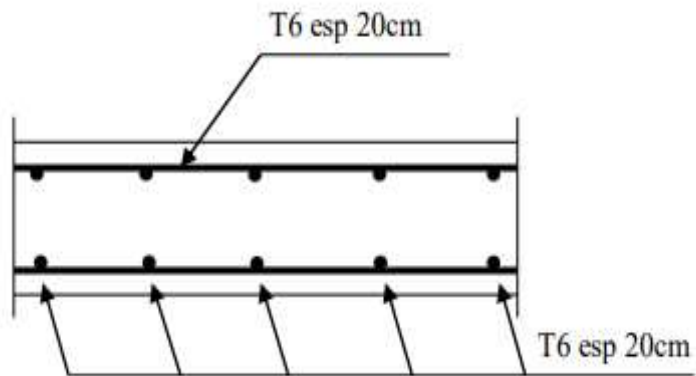


Figure III.5 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des planchers

III.2.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

III.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 60) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

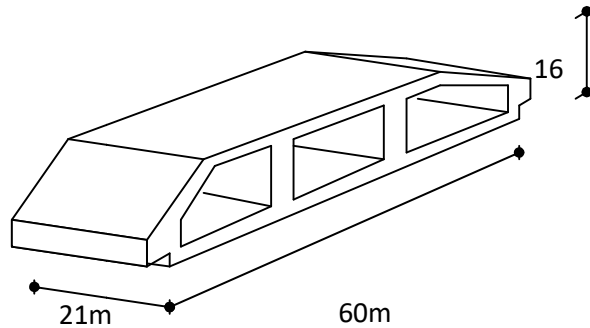


Figure III.6 : Corps Creux.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_X}{2} ; \frac{L_Y}{10} \right)$$

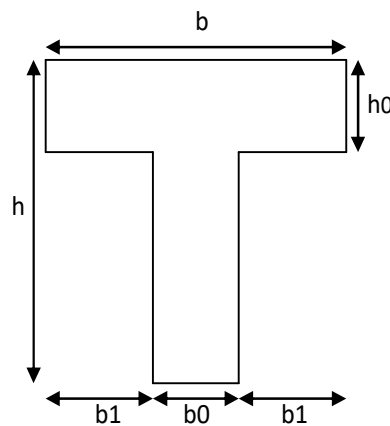


Figure III.7: Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (8,4; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 60 \text{ cm.}$$

$$L_y = 490 - 40 = 450 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{60}{2}, \frac{450}{10}\right) = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 60 \text{ cm}$

III.2.2.1.2. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ et $p_u = 0,6 \times q_u$
- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,6 \times q_s$

Tableau III.1 : Charges et surcharges sur les poutrelles

			ELU		ELS	
	G	Q	q_u	P_u	q_s	P_s
Désignation	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/ml)	(KN/m ²)	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,38	1,00	10,11	6,07	7,38	4,43
Étages d'habitation	5,34	1,50	9,46	5,68	6,84	4,10

III.2.2.1.3. Les Différents types de poutrelles :

➤ **Type1** : Poutrelle à 4 travée.

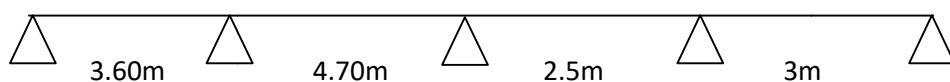


Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle à 4 travées

- **Type2 :** Poutrelles à 2 travées.

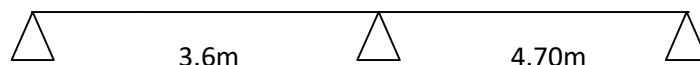


Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.

- **Type 3 :** Poutrelles à 3 travées.

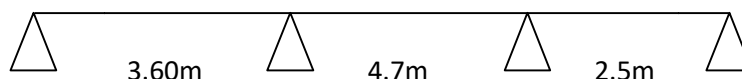


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à 3 travées.

III.2.2.1.4. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**, ou bien en utilisant le logiciel **SAP2000** qui se base sur les théories des **Eléments finies**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire [1]**

➤ **Condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \text{MAX}\{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

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

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est peu préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

• **Méthode de CAQUOT : [1]**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

❖ **Moment sur appuis.**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \text{ Appuis intermédiaire.}$$

❖ **Moment en travée**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré .

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

$l' = l$pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

❖ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.2.2.1.5. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression
 - 1^{ère} étape de calcul : avant coulage

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son propre poids.
- ❖ Le corps creux.
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Evaluation des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,6 \times 0,20 \times 14 = 1,68 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G = 1,8 \text{ kN/ml}}$$

➤ Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = \mathbf{0,60 \text{ kN/ml}}$$

-Combinaison des charges :

Tableau III. 2 : Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage

Sollicitations	E.L.U:1.35G+1.5Q	E.L.S:G+Q
	$q_u= 3.33\text{kN/ml}$	$q_s=2.40\text{kN/ml}$

E.
L.

$$U : q_u=1,35G+1,5Q=3,33\text{kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=2,40\text{kN/ml}$$

-Calcul des moments (poutrelle a 2 travées) :

$$M_u = \frac{3.33(4.5)^2}{8} = 8.42 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{2.40(4.5)^2}{8} = 6.07 \text{ kN.m}$$

III.2.2.1.6. Ferrailage des poutrelles :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U.

$$M_u=8.42\text{kNm} ; b=12\text{cm} ; d=3,6\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_b} = 3.82 \leq \mu_R = x \rightarrow A_s' \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- o 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té »

❖ Plancher de service (plus sollicité) :

➤ Calcul des efforts internes :

N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

Méthode : élément finis (ETABS)

Poutrelle à (4) travées :

- Diagrammes des Moments :

ELU :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

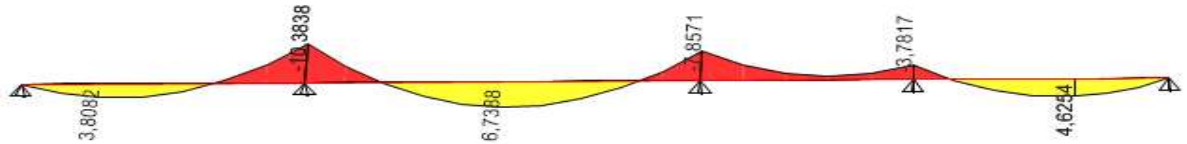


Figure. III.11: Moment fléchissant, de la poutrelle à 4 travée

Tableau III.3 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 4 travée. ELU

	AB	BC	CD	DE	
Portée l[m]	3.6	4.7	2.5	3	
Portée fictive l_o [m]	3.6	3.76	2	3	
Charge permanente g [kN/m²]	6,38	6,38	6,38	6,38	
Charge exploitat^o q [kN/m²]	1	1	1	1	
Chargée C=1.35g+1.5q [kN/m]	6.07	6.07	6.07	6.07	
Déchargée D =1.35g [kN/m]	5.17	5.17	5.17	5.17	
Macas 1:CCCC [kNm]	0	-9.68	-7.58	-4.99	0
Macas 2:DCDC [kNm]	0	-9.01	-7.43	-4.82	0
Macas 3:CDCD [kNm]	0	-8.91	-6.60	-4.42	0
Mo:Chargée [kNm]	9.83	16.76	4.74	6.82	
Mo:Déchargée [kNm]	8.37	14.27	4.03	5.81	
Mtcas1:CCC [kNm]	5.58	9.24	0.53	4.55	
Mtcas2:DCDC [kNm]	4.47	9.54	0.23	4.62	
Mtcas3:CDCD [kNm]	5.87	7.56	0.83	3.81	
Ma;max [kNm]	0	-9.68	-7.58	-4.99	0
Mt ; max [kNm]	5.87	9.56	0.83	4.62	

- Diagrammes des efforts tranchant :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

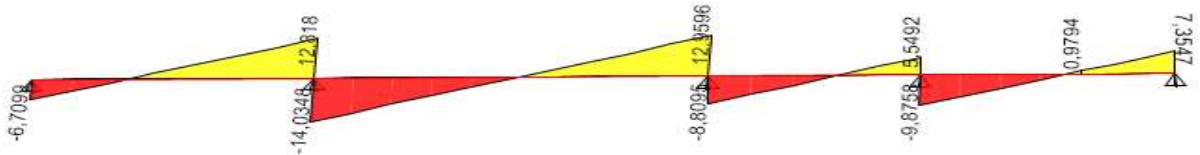


Figure. III.12: Effort tranchant de la poutrelle à 4 travée

Calculs à ELS :

Tableau III.4 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 4 travée. ELS

	AB	BC	CD	DE	
Portée [m]	3.6	4.7	2.5	3	
Portée fictive l_0 [m]	3.6	3.76	2	3	
Charge permanente g [kN/m^2]	6,38	6,38	6,38	6,38	
Charge exploitable q [kN/m^2]	1	1	1	1	
Chargée $C=g+q$ [kN/m]	4.43	4.43	4.43	4.43	
Déchargée $D=g$ [kN/m]	3.83	3.83	3.83	3.83	
Macas 1:CCCC [kNm]	0	-7.06	-5.53	-3.64	0
Macas 2:DCDC [kNm]	0	-6.62	-5.43	-3.53	0
Macas 3:CDCD [kNm]	0	-6.55	-4.88	-3.26	0
Mo:Chargée [kNm]	7.18	12.23	3.46	4.98	
Mo:Déchargée [kNm]	6.20	10.57	3	4.30	
Mtcas1:CCC [kNm]	4.08	6.74	0.39	3.32	
Mtcas2:DCDC [kNm]	3.33	6.94	0.19	3.37	
Mtcas3:CDCD [kNm]	4.27	5.62	0.58	2.82	
Ma;max [kNm]	0	-7.06	-5.53	-3.64	0
Mt ; max [kNm]	4.27	6.94	0.58	3.32	

Poutrelle à (02) travées :

ELU :

$L = (3.6 ; 4.7)$ m

- **Diagrammes des Moments :**

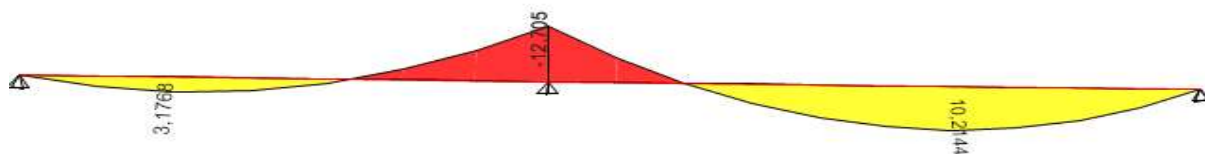


Figure. III.13: Moment fléchissant, de la poutrelle à 2 travées

- Diagrammes des efforts tranchant :

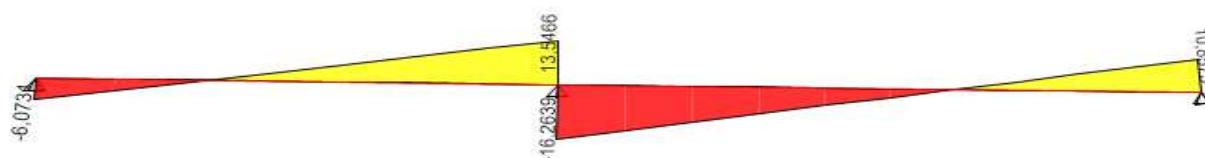


Figure. III.14: Effort tranchant de la poutrelle à 2 travées

Tableau III.5 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 2 travées. ELU

	AB		BC	
Portée[m]	3.60		4.70	
Portée effective l_0 [m]	3.60		4.70	
Charge permanente g [kN/m ²]	6,38		6,38	
Charge exploitation q [kN/m ²]	1		1	
Chargée C: $1.35g+1.5q$ [kN/m]	6.07		6.07	
Déchargée D: $1.35g$ [kN/m]	5.17		5.17	
Macas 1: CC [kN.m]	0	-12.9	0	0
Macas 2: DC [kNm]	0	-12.3	0	0
Macas 3: CD [kNm]	0	-11.6	0	0
Mo: Chargée [kNm]	9.83		16.76	
Mo: Déchargée [kNm]	8.37		14.27	
Mtcas1: CC [kNm]	4.42		10.92	
Mtcas2: DC [kNm]	3.33		11.15	
Mtcas3: CD [kNm]	4.87		9.05	
Ma; max [kNm]	0	-12.9	0	0
Mt ; max [kNm]	4.87		11.15	

Calcul à ELS :

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Tableau III.6 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée. ELS

	AB	BC	
Portée l [m]	3.60	4.70	
Portée effective l_0 [m]	3.60	4.70	
Charge permanente g [kN/m²]	6,38	6,38	
Charge exploitation q [kN/m²]	1	1	
Chargée C: $g+q$ [kN/m]	4.43	4.43	
Déchargée D: g [kN/m]	3.83	3.83	
Macas 1: CC [kN.m]	0	-9.44	0
Macas 2: DC [kNm]	0	-8.56	0
Macas 3: CD [kNm]	0	-9.05	0
Mo: Chargée [kNm]	7.18	12.23	
Mo: Déchargée [kNm]	6.20	10.57	
Mtcas1: CC [kNm]	3.23	7.96	
Mtcas2: DC [kNm]	3.53	6.72	
Mtcas3: CD [kNm]	2.34	8.12	
Ma; max [kNm]	0	-9.44	0
Mt ; max [kNm]	3.23	8.12	

Poutrelle à (03) travées :

$L = (3.60 ; 4.70 ; 2.5) \text{ m}$

- **Diagrammes des Moments :**

ELU :

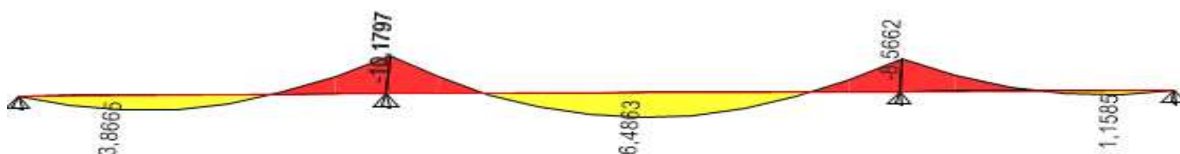


Figure. III.15: moment fléchissant de la poutrelle à 03 travées

- **Diagrammes des efforts tranchant :**

ELU :



Figure. III.16: Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées

Tableau III.7 : Moment fléchissant à ELU de la poutrelle à 3 travées

	AB		BC		CD	
Portée l [m]	3.60		4.7		2.5	
Portée fictive l_0 [m]	3.6		3.76		2.5	
Charge permanente g [kN/m^2]	6,38		6,38		6,38	
Charge exploitation q [kN/m^2]	1		1		1	
Chargée C: $1,35g+1,5q$ [kN/ml]	6.07		6.07		6.07	
Déchargée D: $1,35g$ [kN/ml]	5.17		5.17		5.17	
Macas 1: CCC [kNm]	0		-9.68		-7.84	0
Macas 2: DCD [kNm]	0		-9.01		-7.58	0
Macas 3: CDC [kNm]	0		-8.91		-6.94	0
Mo: Chargée [kNm]	9.83		16.76		4.74	
Mo: Déchargée [kNm]	8.37		14.27		4.03	
Mtcas1: CCC [kNm]	5.58		9.14		1.63	
Mtcas2: DCD [kNm]	4.47		9.49		1.13	
Mtcas3: CDC [kNm]	5.87		7.44		1.90	
Ma; max [kNm]	0		-9.68		-7.84	0
Mt; max [kNm]	5.87		9.94		1.90	

Calcul à ELS :

Tableau III.8 : Moment fléchissant à ELS de la poutrelle à 3 travées

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

	AB	BC	CD	
Portée l [m]	3.60	4.7	2.5	
Portée fictive l_o [m]	3.6	3.76	2.5	
Charge permanente g [kN/m²]	6,38	6,38	6,38	
Charge exploitation q [kN/m²]	1	1	1	
Chargée C: g+q [kN/ml]	4.43	4.43	4.43	
Décharge D: g [kN/ml]	3.83	3.83	3.83	
Macas 1: CCC [kNm]	0	-7.06	-5.72	0
Macas 2: DCD [kNm]	0	-6.62	-5.55	0
Macas 3: CDC [kNm]	0	-6.55	-5.12	0
Mo: Chargée [kNm]	7.18	12.23	3.46	
Mo: Déchargée [kNm]	6.20	10.57	3	
Mtcas1: CCC [kNm]	4.08	6.67	1.19	
Mtcas2: DCD [kNm]	3.33	6.9	0.86	
Mtcas3: CDC [kNm]	4.27	5.54	1.37	
Ma; max [kNm]	0	-7.06	-5.72	0
Mt; max [kNm]	4.27	6.9	1.37	

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée dans les 3 types sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 10.21 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 12.94 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 16.26 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{\max} = 8.12 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 9.44 \text{ kNm}$$

a. Ferrailage en travée :

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=60\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$;
 $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de “*Té*” s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 83,64 \text{KNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l’axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n’intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table “*b*”.

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (*b**x**h*) en flexion simple.

D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
10,21	0,036	Oui	0	0,046	18,55	Oui	10‰	435	1,35

Condition de non fragilité :

$$A_s = \text{Max} \{1,25\text{cm}^2; 1,35\text{cm}^2\} = 1,35 \text{cm}^2$$

On adopte : **3T10** $A_s = 2,36 \text{cm}^2$

b. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\text{max}} = 12,94 \text{kNm} < M_{tab} = 83,64 \text{kNm}$

⇒ L’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (*b**x**h*) en flexion simple.

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Tableau.III.10 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	a	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(mPa)$	$A_s(cm^2)$
12,94	0,04	Oui	0	0,05	18,52	Oui	10‰	435	1,57

Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,25 cm^2 < A_s = 2,26 cm^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

$$A_s = \text{Max} \{1,25 cm^2; 1,26 cm^2\} = 1,26 cm^2$$

Choix : **2T12** ($A_s = 2,26 cm^2$)

➤ **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 16,26 kN$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\} = 4 MPa \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{16,26 \times 10^3}{12 \times 10 \times 18,9 \times 10} = 0,71 MPa < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Au voisinage des appuis**

1. Appuis de rives :

- **Vérification de la compression du béton :**

$T_u = 16,26 kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{T_{u,max}}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{16,26 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,796 < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u \times \gamma_b}{f_s} = \frac{16,26 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 0,37 \text{ cm}^2$$

2. Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression :

$$\frac{T_{u\max}}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{16,26 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,796 < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s \geq [T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}] \times \frac{\gamma_s}{k}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

○ **Vérification des contraintes des armatures :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

○ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

● **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b=60\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; c=c'=2,1\text{cm}$$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte de béton

	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{\text{bc}}(\text{mPa})$	Vérification
Travée	8,12	2,36	4,16	1496,26	18	Vérifiée
Appuis	9,44	2,26	4,09	1441,985	18	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h = 21\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18,9\text{cm}$; $L = 4,7\text{ m}$; $M_{\text{tser}} = 8,12\text{kNm}$;

$A_s = 2,36\text{cm}^2$; $f_e = 500\text{MPa}$

$$a. \quad \frac{h}{L} = \frac{21}{470} = 0,044 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \rightarrow \quad C.N.V$$

$$b. \quad \frac{h}{L} = \frac{21}{470} = 0,044 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{8,12}{9,44} = 0,086 \quad \rightarrow \quad C.N.V$$

$$c. \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18,9} = 0,010 \geq \frac{4,2}{500} = 0,0084 \quad \rightarrow \quad C.N.V$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Telque : } \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

Donc :

$$L \leq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

- **Position de l'axe neutre "y₁" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{f_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.12 : Calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
8,12	2,36	7,42	0,010	182,04	4,61	1,84	0,9	2226,48	4833,77	8519,00

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.56 \text{MPa} ; E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76 \text{MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = 1,08 \text{mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 1.83 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,75 \text{ cm} < f = 0,94 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE240* ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

- **BAEL 91 modifié 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \text{Min}(0,60 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm})$.

Nous adopterons : $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc :

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,056cm \\ \bullet S_t \leq 16,2cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012cm \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma suivant :

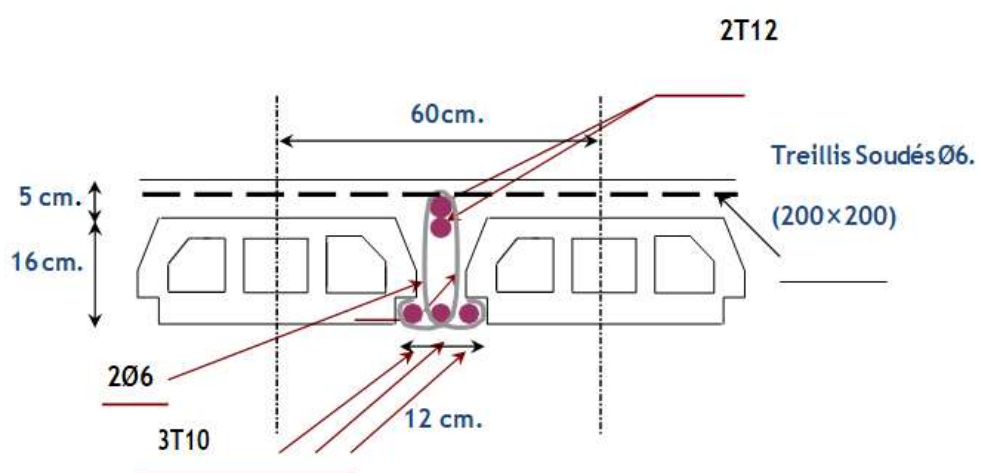


Figure III.17 : Ferrailage des poutrelles.

III.3 Escalier

III.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : escalier à trois volées.

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre-marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

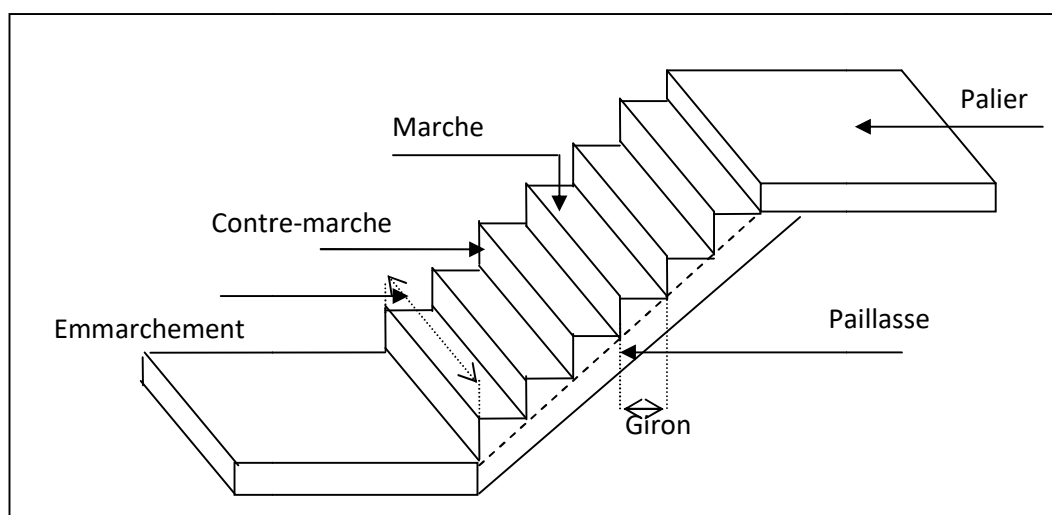


Figure III.18 : Eléments d'un escalier.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

Soit :

h : hauteur de contre-marche,

H : hauteur d'un demi-étage,

g : largeur de la marche,

n : nombre de contre marches,

$n-1$: nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\begin{cases} 2h+g=64 & \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H & \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0 \dots\dots\dots(4)$$

D'après (4) on aura : $64n^2-482n+238=0$

Solution :

$n_1=0,54\dots\dots\dots$ refusée.

$n_2=7$

Alors nous adopterons :

- le nombre de contre-marches $n=9$
- le nombre des marches $n-1=8$

$$h = \frac{H}{n} = 17cm \Rightarrow h = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30cm \Rightarrow g = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL":

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases}$$

Alors l'équation de BLONDEL est vérifiée.

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow 9.48 \leq e_p \leq 14.23 \text{ cm ,}$$

$$L = g (n - 1) = 30(9 - 1) \rightarrow L = 240\text{cm}$$

- **Paillasse** : $L_p = \frac{153}{\sin \alpha} \Rightarrow L_p = 284,6 \text{ cm}$ (L_p = longueur de la paillasse) .

On prend donc l'épaisseur $e=15\text{cm}$

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{h} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

d. Evaluation des charges :

- **Palier :**

Tableau III.19 : Les charges de palier

Désignationsdel'élément	$\rho(\text{kN/m}^3)$	eps(m)	G(kN/m ²)
Revêtementhorizontal	22	0.02	0.44
Mortierdepose	20	0.02	0.4
Litdesable	18	0.02	0.36
Poidspropredupalier (BA)	25	0.15	3.75
Enduitdeplâtre	15	0.02	0.3
Σ	/	/	5.25

✓ **Charges permanentes :**

$$G = 5,25\text{KN/m}^2$$

✓ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50\text{KN/m}^2$$

• **Paillasse (volée) :**

Tableau III.20 : Les charges de la volée

Désignationsdel'élément	$\rho(\text{kN/m}^3)$	eps(m)	G(kN/m ²)
Revêtementhorizontal	22	0.02	0.44
Revêtementvertical	22	0.02	0.44
Mortierdepose	20	0.02	0.4
Litdesable	18	0.02	0.36
Poidspropredelamarche	25	0.17/2	2.125
Poidspropredevolée	25	0.15/(cos α)	4.41
Enduitdeplâtre	15	0.02/(cos α)	0.35
Σ	/	/	8.525

Charges permanentes :

$G = 8,525 \text{ KN/m}^2$.

✓ **Charge d'exploitation :**

$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

1.1 Volée N°1 :

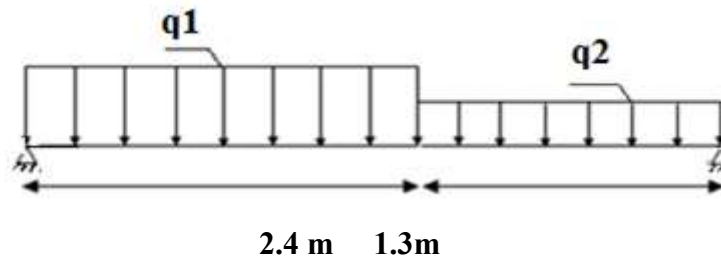


Figure III.19 : Schéma de chargement d'escalier.

e. Combinaison des charges :

✓ **Volée :**

E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$.

$N_u = 1,35 \times 8,52 + 1,5 \times 2,50 = 15,25 \text{ KN/ml}$.

E.L.S : $N_{ser} = G + Q$.

$N_{ser} = 8,52 + 2,5 = 11,02 \text{ KN/ml}$.

✓ **Palier :**

E.L.U : $N_u = 1,35G + 1,5Q$.

$N_u = 1,35 \times 5,25 + 1,5 \times 2,50 = 10,70 \text{ KN/ml}$.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

E.L.S : $N_{ser}=G+Q$.

$N_{ser}=5,25+2,5=7,75\text{KN/ml}$.

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.21 : Evaluation des charges de la volée d'escalier

	G(KN)	Q(KN)	$q_u=(1.35G+1.5Q)/\cos\alpha$	$q_s=(G+Q)/\cos\alpha$
Paillasse(volée)(q₂)	8.525	2.5	18.09	13.07

Tableau III.22 : Evaluation des charges du palier d'escalier

	G(KN)	Q(KN)	$q_u=1.35G+1.5Q$	$q_s= G+ Q$
Palier(q₁=q₃)	5.25	2.5	10.70	7.75

f. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$.

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; ; ; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=13,5\text{cm}$

$\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=500\text{MPa}$

✓ **ELU :**

En appuis :

$M_a = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 27,93 = 8,37\text{KN.m}$

En travée :

$M_t = 0,8 \times M_0 = 0,8 \times 27,93 = 22,34\text{KN.m}$

Tableau III.23 : Ferrailage de l'escalier

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	A_s^{choisit} [cm ²]	A_s^{adopté} [cm ²]
Travée	22,34	0,072	0,093	12,99	0	3,95	5 T12	5,65
appui	8,37	0,027	0,034	13,31	0	1,44	5 T10	3,93

• **Espacement :**

▪ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm .$

On prend : $esp=20cm$

▪ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm .$

On prend : $esp=20cm.$

• **Armature de répartition :**

• **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41cm^2/ml \leq A_r \leq 2.825cm^2/ml$$

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec S_r=20cm.

• **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.892cm^2/ml \leq A_r \leq 1.965cm^2/ml$ |

Le choix est de 5T10=3,93cm² avec S_r=20cm

g. Vérification :

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49cm^2$$

En travée : $A_s = 5.65cm^2 > A_s^{min} = 1.49.cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3.93cm^2 > A_s^{min} = 1.49cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

▪ **Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 4MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,235 \underline{MPa} \leq \tau = 4 \underline{MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 22,69 \cdot 10^3 - \frac{16,94 \cdot 10^6}{0,9 \times 126} = -126,7 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,18 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

▪ Vérification des contraintes du béton :

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

En appuis :

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

$$M_a = 0,3 \times M_{ser} = 0,3 \times 20,17 = 6,05 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 20,17 = 17,14 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

La vérification à faire est :

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17,14	5,65	4,01	9781,96	7	Vérifiée
Appui	6,05	3,93	3,44	7322,871	2,84	Vérifiée

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{17,14}{6,05} = 0,283 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{\quad}{13,5 \times 100} = 0,0136 \geq \frac{4,2}{500} = 0,08 \rightarrow \text{C.N.V}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \text{ [1].}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=3,7m < 5m.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i=34179,55\text{Mpa}$; $E_v=11496,76\text{Mpa}$.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.25 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} KNm	A_s cm^2	δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
20,17	5,65	0,00418	264,43	6	2,4	0,37	31176	10650,186	18163,98

Donc :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74\text{cm}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,562 \text{ cm} < f = 0,74 \text{ cm}$$

Vérifiée

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III .26 : Récapitulatif de la vérification des flèches.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm) ²	Observation
0,75	1,32	0,56	0,74	Vérifiée

III.3.3. Etude de la poutre brisée

Le pré-dimensionnement :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

⇒ $34 \leq h \leq 51,6 \quad \Rightarrow \mathbf{h=30}$

- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

⇒ $12 \leq b \leq 28 \quad \Rightarrow \mathbf{b=25}$

a. Vérification des conditions du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{array}{l}
 b \geq 20\text{cm} \\
 h \geq 30\text{cm} \\
 h / b \leq 4
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{ll}
 \Rightarrow b=25 \text{ cm} & \mathbf{ok} \\
 \Rightarrow h=30 \text{ cm} & \mathbf{ok} \\
 \Rightarrow 1,2 \leq 4 & \mathbf{ok}
 \end{array}
 \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Les trois vérifications sont satisfaites.

b. Calcul à la flexion simple :

*Les charges revenant à la poutre :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

G0 : Poids propre de la poutre.

$$G_0 = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.87 \text{ kN/ml.}$$

G1 : poids de mur en dessus de la poutre .

$$G_1 = (0,15 \times 2,61) \times 9 = 3,52 \text{ kN/ml.}$$

*La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui :

$$G = 8.52 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m.}$$

*Les sollicitations :

$$P_u = 1,35(G_0 + G + G_1) + 1,5 \times Q .$$

$$P_u = 22.52 \text{ KN/m.}$$

c. Calcul des sollicitations :

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} = 25.31 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M_0 \rightarrow M_t = 21.33 \text{ KN.m.}$$

➤ En appuis :

$$M_a = 0.5 M_0 = 12.55 \text{ kN.m.}$$

d. Le ferrailage :

h=30cm ; b=25cm ; d=36cm ; f_{bc}=30MPa ; f_e=500MPa.

Tableau III.27 : ferrailage de la poutre brisé

	M _U [kNm]	μ	α	Z [cm]	A _s [cm ²]	A _s ^{choisit} [cm ²]	A _s ^{adopté} [cm ²]
Travée	21.33	0,068	0,08	26.03	1.86	3T12	3.39
appui	12.55	0,04	0,05	26.44	1.09	3T12	3.39

Choix des armatures :

- En travée : 3T12. A_s=3.39cm²
- En appuis : 3T12. A_s=3.39cm²

e. Vérification à E.L.S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• Acier :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

f. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 24,61 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min}(0,13 f_c; 28; 5 \text{ Mpa})$$

D'où : $\tau_u = 0,036 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

g. Vérification de La flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \\ \frac{ht}{L} > \frac{Mt}{15M_0} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\begin{aligned}
 \text{a. } \frac{h}{L} &= \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V \\
 \text{b. } \frac{h}{L} &= \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{15.11}{19.53} = 0,077 \rightarrow C.N.V \\
 \text{c. } \frac{A}{b_0 \cdot d} &= \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 \leq \frac{3.6}{500} = 0,007 \rightarrow C.N.V \quad |
 \end{aligned}$$

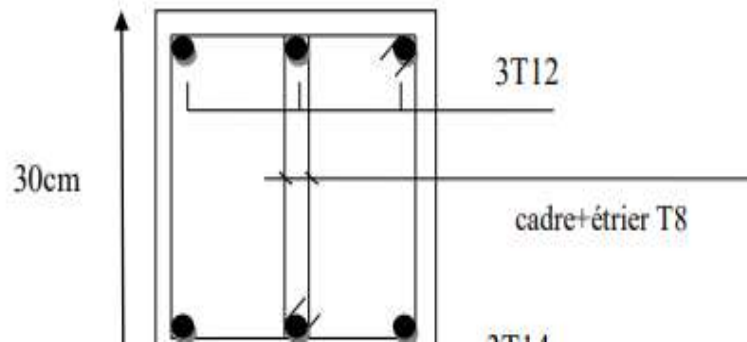


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.4 Etude des balcons

III.4.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine, encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre (son propre poids).
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

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

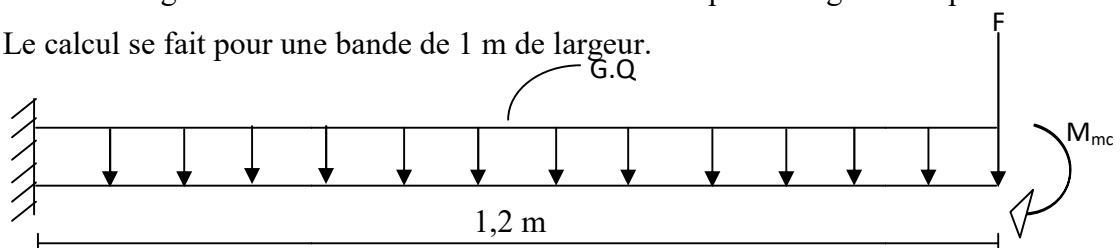


Figure III.6 : Schéma statistique du balcon

III.4.2 Calcul des charges sollicitant le balcon

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- **Charge permanente :**

Tableau III.1 : charge permanente sur le balcon

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0,44
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit en ciment	18	2	0,36
Σ	/	/	5,46

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1m = 5,46 \times 1 = \mathbf{5,46 \text{ KN/m}}$$

- **Charge d'exploitation :**
 $Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.

- **Charge concentrée :**

Tableau III.2 : charge concentrée sur le balcon.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit au ciment	18	2	0,36
Maçonnerie	9	10	0,9
Enduit au ciment	18	2	0,36
Σ	/	/	1,62

Pour une bande de 1m, $F = \mathbf{1,62 \text{ kN/m}}$

- **Moment due à la main courante :**

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

$$M_{mc} = 1 \times 1 = 1 \text{ kNm}$$

Combinaisons des charges :

Tableau III.3 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,6	8,95
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}(kNm)	1,5	1

b. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} + M_{mc} \right] \dots\dots\dots(1)$$

$$T(x) = -[F + qx] \dots\dots\dots(2)$$

Tableau III.4 : Efforts internes

	ELU	ELS
T(kN)	19,62	13,99
M(kNm)	15,37	11

III.4.3 Calcul du ferrailage

a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15)cm².

Les données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $d = 13,5 \text{ cm}$, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Tableau III.5 : Ferrailage du balcon.

MU (kN.m)	μ	μ < μ _r	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s (cm ²)	ESP (cm)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

15,37	0,059	oui	0	0,07	13,12	3,36	6T10	4,71	18
-------	-------	-----	---	------	-------	------	------	------	----

$(33 \text{ et } 3h)$ pour une charge répartie.
 $St < \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right.$ ($22 \text{ et } 2h$) pour une charge concentrée.
 $\Rightarrow St = 18 \text{ cm} \dots\dots$ **Espacement vérifié.**

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,19 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,37 \text{ cm}^2$$

On adopte: $5T8/ml = 2,51 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.2.4 Vérifications

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 4,74 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1f_{c28} ; 4MPa \right) = 2,5MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{Tu^{\max}}{bd} = \frac{19,62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,14MPa < 2,5MPa$$

c. Vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I" :**

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $\eta=1,6(H.A)$; $c'=2cm$; $d=13,5cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

Ondoitvérifierque:

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \right.$$

Tableau III.6 : Vérification des contraintes.

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (mPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
13,99	4,71	3,71	8473,54	6,12	vérifiée

d. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4,74}{100 \times 13,5} = 0,0024 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{141} = 0,106 \geq 0,09 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

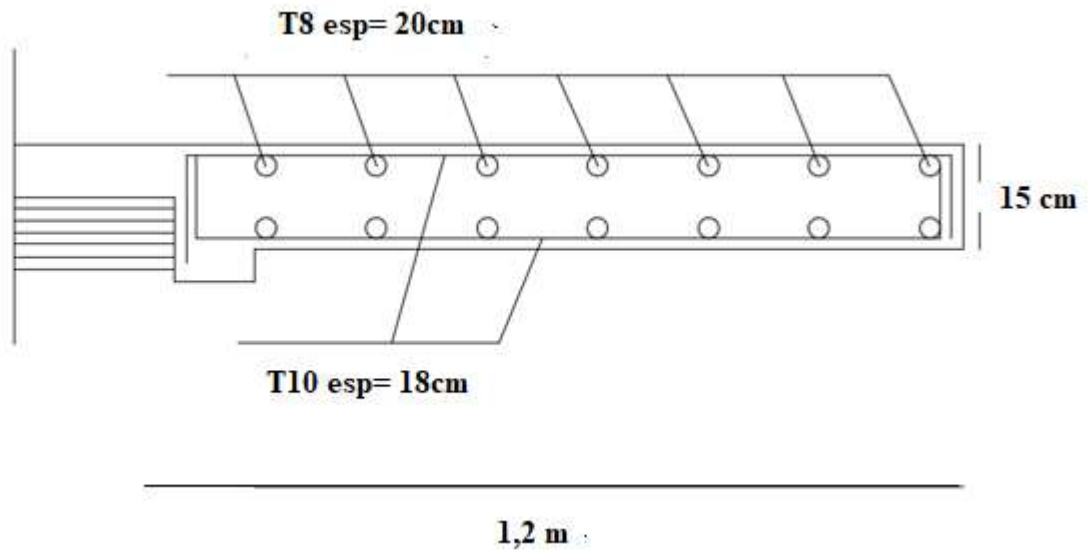


Figure III.7: Schéma de ferrailage des balcons

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

Le ferrailage des éléments secondaires (plancher, escalier, balcon) et non structurel (acrotère) a été établi, en entamant plusieurs calculs et en se basant sur les résultats du logiciel sap2000 et des différentes conditions de résistance fournies par les règlements qui ont été utilisés : le RPA99 version 2003 et le BAEL99 qui rentrent en vigueur, ces derniers nous assurent un choix et une bonne disposition du ferrailage ainsi qu'une optimisation de la durabilité et une bonne résistance des différents éléments étudiés.

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS Version 18** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure ont été modélisés par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leurs plans.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

VI.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

VI.3 Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3.1 La méthode statique équivalente

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques, choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de notre étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (**article 4.1.2 des RPA99/2003**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

VI.3.2 La méthode modale spectrale

a. Principe :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

b. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone. : $A=0.25$

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. $R=5$ interaction portiques voiles

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

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,5$ s (site meuble $S=3$)

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2] :

Chapitre IV : Etude dynamique

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05	NON	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0.1	NON	0.1

$$Q//xx=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0.1)=1.25.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0.1)=1.25$$

b.1 Justification du facteur de qualité :

Tableau IV.2 : justification facteur de qualité

Condition	Justification
Conditions minimales sur les files de contreventement	La file (K) sur le sens x et la file (10) sur le sens y comporte seulement deux travées
Redondance en plan	Dans notre cas chaque étage contient plus de quatre files de portiques dans les deux sens
Régularité en plan	Notre structure n'est pas régulière en plan il y a un décrochement
Régularité en élévation	la structure est régulière en élévation il n'y a pas de décrochement.
Contrôle de la qualité des matériaux	On considère qu'il y a un contrôle des

	matériaux.
Contrôle de la qualité de l'exécution	On considère qu'il y pas de contrôle de la qualité de l'exécution

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

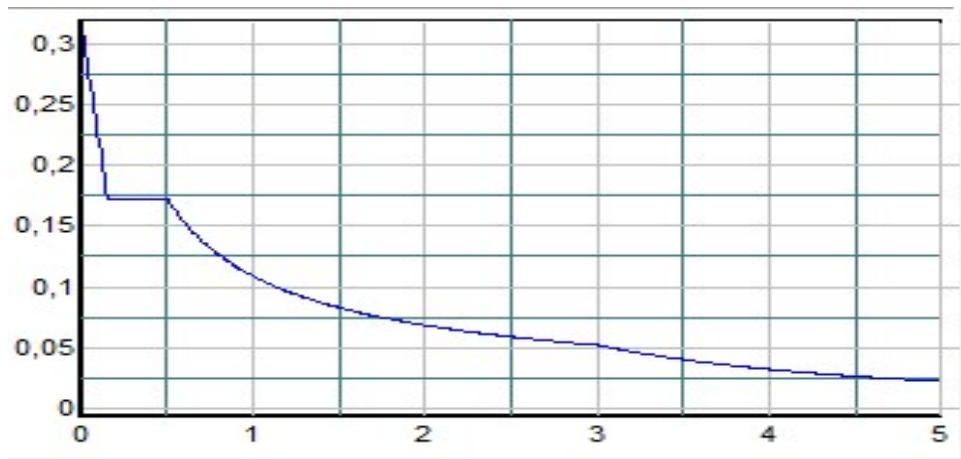


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

Avec :

$$A = 0,25.$$

$$R = 5.$$

$$Q = 1,25.$$

W : Poids total de la structure.

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

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont données dans le **tableau 4.7 des RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \quad \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases}$$

- $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

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

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D'}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 30.6 \text{ m}$$

Chapitre IV : Etude dynamique

D' : Est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré,dans les deux directions.

$$\Rightarrow \begin{cases} D'_x = 25.4m, \\ D'_y = 31.10m \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(30.6)^{3/4} = 0,65s$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{30.6}{\sqrt{25.4}} = 0,55$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{30.6}{\sqrt{31.1}} = 0,49$

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.078 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.205 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2.078 \times 1,25}{5} \cdot W = 0,129 \cdot W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2.205 \times 1,25}{5} \cdot W = 0,137 \cdot W \end{cases}$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

IV.4 Résultats de l'analyse sismique :

1-Modèle initial :

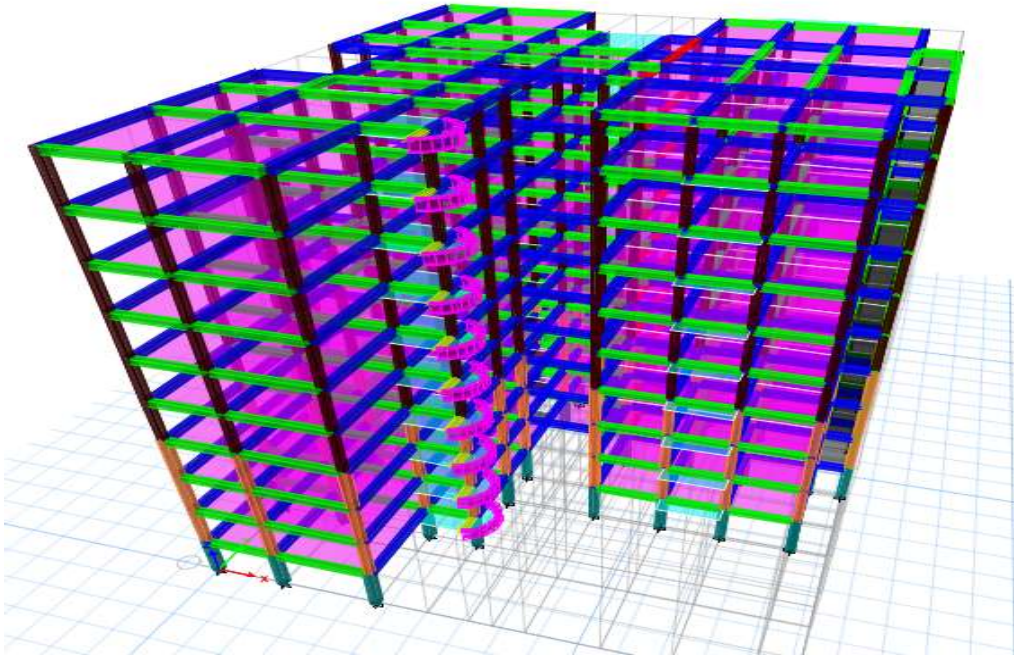


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial.

.Tableau IV.3 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des Poutres principales (cm ²)	Les sections des Poutres secondaire (cm ²)
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	30×30	30×45	30×40
04 ^{ème} 05 ^{ème} et 06 ^{ème}	30×30	30×45	30×40
01 ^{ème} 02 ^{ème} et 03 ^{ème}	35×35	30×45	30×40
RDC	40×40	30×45	30×40

Dalle pleine	Plancher corps creux	Voile
e = 15 cm et e=21bcm	h = (16+5) = 21cm	e = 20 cm

1.a. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle initial

Chapitre IV : Etude dynamique

Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	1,637	0,0006	0,1361	0	0,0006	0,1361	0	0,6344
2	1,29	0,6935	0,0168	0	0,6941	0,1528	0	0,0079
3	1,186	0,0235	0,5826	0	0,7176	0,7355	0	0,1239
4	0,56	0,0002	0,021	0	0,7178	0,7565	0	0,0983
5	0,38	0,136	0,0051	0	0,8538	0,7616	0	0,0026
6	0,36	0,0082	0,1137	0	0,8621	0,8753	0	0,0278
7	0,334	0,0001	0,0122	0	0,8622	0,8874	0	0,0275
8	0,232	0,0000151	0,0022	0	0,8622	0,8896	0	0,0171
9	0,186	0,012	0,038	0	0,8742	0,9277	0	0,0065
10	0,183	0,0473	0,0104	0	0,9215	0,938	0	0,0005

Remarque :

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur et d'escalier.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,63 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode translation Y-Y

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations et augmentla rigidité

1.b.Vérification des conditions du facteur de comportement R pour le 1 er model :

1.b.1 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{\text{Tot}} = 67203.42 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{\text{voiles}} = 3891.81 \text{ kN}$.

$P_{\text{voiles}} / P_{\text{Tot}} = 5.5 \% < 20\%$.

1.c Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$\begin{aligned}
 V^x &= 7919.02 \text{ KN} & 0,8V^x &= 6335.21 \text{ KN} \\
 W = 60973.62 \text{ KN} \rightarrow V^y &= 8402.13 \text{ KN} & \rightarrow 0,8V^y &= 6721.70 \text{ KN} \\
 F_1 \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 6040.77 \text{ KN} \\ V_t^y = 5507.62 \text{ KN} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Il faut que : $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 * V_{\text{statique}}$:

Tableau IV.5 : vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8 * V_{\text{st}} \text{ (KN)}$	Observation
Sens X-X	6040.77	6335,218042	non vérifiée
Sens Y-Y	5507.62	6721,707589	non vérifiée

2-Modèle 1 :

- **Disposition des voiles :**

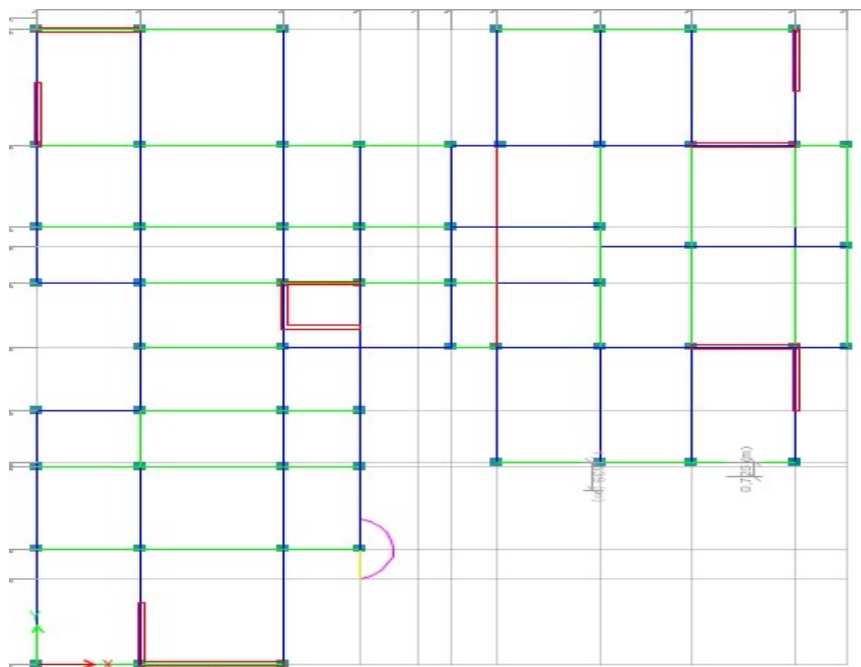


Figure IV.3: vue en plan du modèle 1.

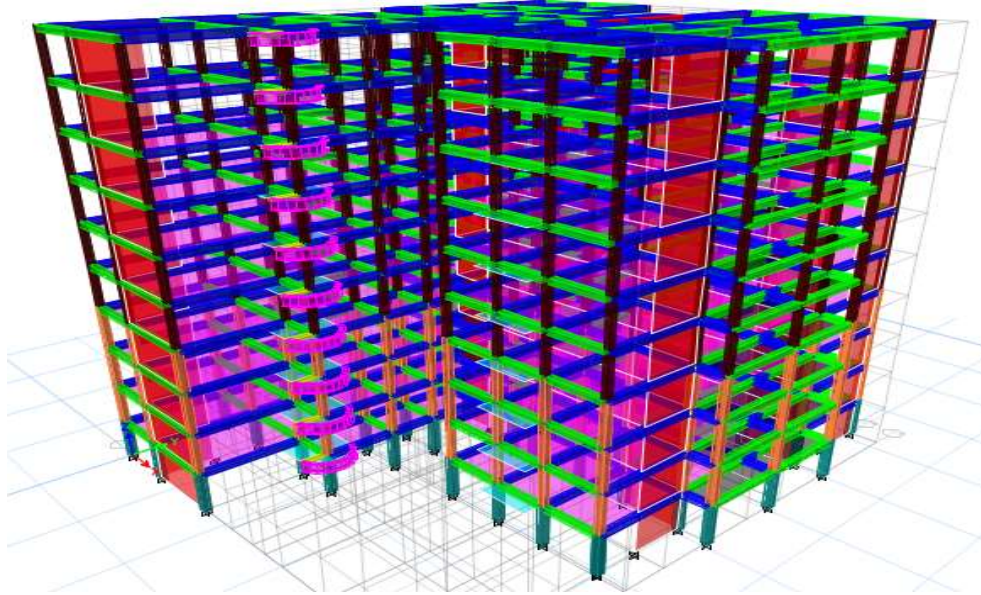


Figure IV.4 : Vue en 3D du modèle

2.a.Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.6 : Participation massique du modèle final

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Modal	1	0,954	0,004	0,651	0	0,00004	0,6515	0	0,04
Modal	2	0,897	0,6051	0,005	0	0,6052	0,6568	0	0,07
Modal	3	0,685	0,0709	0,046	0	0,6761	0,7029	0	0,55
Modal	4	0,257	0,0063	0,149	0	0,6823	0,8522	0	0,003
Modal	5	0,222	0,142	0,003	0	0,8243	0,8556	0	0,031
Modal	6	0,159	0,0335	0,008	0	0,8578	0,8637	0	0,152
Modal	7	0,118	0,0038	0,057	0	0,8616	0,9216	0	0,001
Modal	8	0,097	0,0522	0,002	0	0,9137	0,9236	0	0,014

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur, l'escalier et les voiles que l'on a rajouté.

Constatation : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.95 \text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y .
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

2.b Vérification des conditions du facteur de comportement R pour le 1^{er} model :

2.b.1 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 70944.37$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 18824.28$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 26.5 \% > 20\%$.

Remarque :

On remarque que les voiles prennent plus de 20% donc il faut augmenter les sections des poteaux pour qu'on reste dans le 4.a R=5 mais d'abord on fait les vérification exiger par le RPA pour qu'on fait un changement de section final.

2.c. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS v18 » on a :

$$\begin{aligned}
 V^x &= 8460.67 \text{ KN} & 0,8V^x &= 6768.53 \text{ KN} \\
 W = 65144.12 \text{ KN} \rightarrow V^y &= 8976.83 \text{ KN} & \rightarrow 0,8V^y &= 7181.46 \text{ KN} \\
 F_1 &= V_t^x = 5515.80 \text{ KN} \\
 F_2 &= V_t^y = 5659.40 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Il faut que :

Tableau IV.7 : vérification de l'effort tranchant à la base

		$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens	X-X	5515.80	6768.53	Non vérifiée
Sens	Y-Y	5659.40	7181.46	Non vérifiée

-Donc pour le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de : $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.22$

-Donc pour le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de : $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.26$

2.d. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par les *RPA99 version 2003*, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 des *RPA99 version 2003* l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

Avec $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y)

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter-étage. Y-Y

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%)	Observation
RDC	0,1462	0,731	0	0,73	306,0	0,239	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	0,4772	2,386	0,731	1,66	306,0	0,541	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	0,9302	4,651	2,386	2,27	306,0	0,740	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	1,4598	7,299	4,651	2,65	306,0	0,865	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	2,0423	10,212	7,299	2,91	306,0	0,980	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	2,6407	13,204	10,2115	2,99	306,0	0,978	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	3,23	16,150	13,2035	2,95	306,0	0,840	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	3,7933	18,967	16,15	2,82	306,0	0,920	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	4,3226	21,613	18,9665	2,65	306,0	0,865	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	4,8196	24,098	21,613	2,49	306,0	0,812	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter-étage. X-X

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%)	Observation
RDC	0,1234	0,617	0	0,62	306,0	0,202	<i>vérifiée</i>

Chapitre IV : Etude dynamique

ETAGE 1	0,4071	2,036	0,617	1,42	306,0	0,464	<i>vérifiée</i>
----------------	--------	-------	-------	------	-------	-------	-----------------

<i>Niveaux</i>	La section adoptée (cm ²)			<i>N (KN)</i>	<i>U</i>	<i>Observation</i>
	<i>b (cm)</i>	<i>h (cm)</i>	<i>aire (cm²)</i>			

ETAGE 2	0,8047	4,024	2,036	1,99	306,0	0,650	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	1,2783	6,392	4,024	2,37	306,0	0,774	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	1,8144	9,072	6,392	2,68	306,0	0,980	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	2,375	11,875	9,072	2,80	306,0	0,916	<i>vérifiée</i>
ETAGE 6	2,9397	14,699	11,875	2,82	306,0	0,840	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	3,4915	17,458	14,6985	2,76	306,0	0,902	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	4,0223	20,112	17,4575	2,65	306,0	0,867	<i>vérifiée</i>
ETAGE 9	4,5161	22,581	20,1115	2,47	306,0	0,807	<i>vérifiée</i>

2.f. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux

Chapitre IV : Etude dynamique

Remarques : • Les déplacements relatifs	<i>RDC</i>	40	40	1600	1996,90	0,416	<i>Non vérifiée</i>
	<i>ETAGE 1</i>	35	35	1225	1765,31	0,480	<i>Non vérifiée</i>
	<i>ETAGE 2</i>	35	35	1225	1538,96	0,419	<i>Non vérifiée</i>
	<i>ETAGE 3</i>	35	35	1225	1314,24	0,350	<i>Non vérifiée</i>
	<i>ETAGE 4</i>	30	30	900	1096,39	0,406	<i>Non vérifiée</i>
	<i>ETAGE 5</i>	30	30	900	891,18	0,260	<i>vérifiée</i>
	<i>ETAGE 6</i>	30	30	900	694,20	0,202	<i>vérifiée</i>
	<i>ETAGE 7</i>	30	30	900	505,51	0,140	<i>vérifiée</i>
	<i>ETAGE 8</i>	30	30	900	323,91	0,103	<i>vérifiée</i>
	<i>ETAGE 9</i>	30	30	900	148,92	0,047	<i>vérifiée</i>

inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”.

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le “**RPA99 version 2003**”. Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Tableau IV.11 : choix des sections du poteaux

Niveau	S _{poteaux}
RDC	55*55
1 ^{er} au 3-ème	50*50
3-ème au 5-ème	45*45
5-ème au 7-ème	40*40
7-ème au 9eme	35*35

3-Modèle final :

3.a. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.12 : participation massique du modèle final.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,822	0,0012	0,634	0	0,0012	0,634	0	0,0617
2	0,753	0,608	0,0133	0	0,6092	0,6473	0	0,0548

Chapitre IV : Etude dynamique

3	0,603	0,0631	0,0551	0	0,6723	0,7024	0	0,5555
4	0,235	0,0026	0,1494	0	0,6749	0,8519	0	0,0049
5	0,198	0,1491	0,0008	0	0,824	0,8527	0	0,028
6	0,151	0,0316	0,0073	0	0,8557	0,86	0	0,1548
7	0,111	0,0024	0,0596	0	0,858	0,9196	0	0,0013
8	0,09	0,0554	0,001	0	0,9134	0,9207	0	0,0134

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,82$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

3.b. Vérification des conditions du facteur de comportement R du modèle final :

3.b.1 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 72230.53$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 13579.26$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 18.7 \% < 20\%$.

3.b.2 Justification des portiques sous charges horizontales :

Tableau IV.13 : vérifications sous charges horizontales chaque étage

etage	Vx tot	Vx portique	% Vx portique	Vy tot	Vy portique	% Vy portique
9eme	1514,63	1466,6	96,83	2472,26	1551,13	62,74
8eme	2755,98	1378,94	50,03	2430,5	1533,89	63,11
7eme	3716,27	1407,2	37,87	2705,03	1501,41	55,50

Chapitre IV : Etude dynamique

6eme	4531,49	2068,53	45,65	3685,72	1578,09	42,82
5eme	5222,11	1870,77	35,82	4459,33	2237,92	50,19
4eme	5798,99	1995,58	34,41	5189,67	2267,23	43,69
3eme	6266,19	2020,96	32,25	6301,49	2606,3	41,36
2eme	6631,94	2205,54	33,26	6695,12	2905,39	43,40
1er	6010,06	1608,75	26,76	7050	2155,43	30,57
rdc	7046,62	1772,84	25,16	7206,19	2105,41	29,22

Remarque :

Après changement de section des poteaux les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 25% des charges verticales donc le facteur de comportement $R=5$ est justifié.

3.c Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$V^x = 8274.09 \text{ KN} \quad 0,8V^x = 7119.02 \text{ KN}$$

$$W = 68517.43 \text{ KN} \quad V^y = 8328.89 \text{ KN} \quad 0,8V^y = 7553.33 \text{ KN}$$

Tableau IV.14 : vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8 * V_{\text{st}} \text{ (KN)}$	Observation
Sens X-X	6387.03	7119,02641	Non vérifiée
Sens Y-Y	6439.03	7553,33337	Non vérifiée

-Donc le sens X-X pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la repense de : $0.8 * V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1.15$

-Donc le sens Y-Y pour E_y il faut augmenter tous les paramètres de la repense de : $0.8 * V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1.17$

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	rpa etaps R=5	9806,65*1.15]

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	rpa etaps R=5	9806,65*1.17]

3.d Vérification des déplacements inter-étage :

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final. Y-Y

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\frac{\Delta_{\bar{k}}}{h_{\bar{k}}}$ (%)	
RDC	0,1506	0,753	0	0,75	306,0	0,246	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 1	0,4832	2,416	0,753	1,66	306,0	0,543	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 2	0,9275	4,638	2,416	2,22	306,0	0,726	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 3	1,4485	7,243	4,638	2,61	306,0	0,851	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 4	2,0047	10,024	7,243	2,78	306,0	0,980	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 5	2,5799	12,900	10,0235	2,88	306,0	0,940	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 6	3,1431	15,716	12,8995	2,82	306,0	0,840	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 7	3,6876	18,438	15,7155	2,72	306,0	0,890	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 8	4,1941	20,971	18,438	2,53	306,0	0,828	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 9	4,6619	23,310	20,9705	2,34	306,0	0,764	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final. X-X

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{e\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}}$ (cm)	$\delta_{\bar{k}-1}$ (cm)	$\Delta_{\bar{k}}$ (cm)	$h_{\bar{k}}$ (cm)	$\frac{\Delta_{\bar{k}}}{h_{\bar{k}}}$ (%)	
RDC	0,115	0,575	0	0,58	306,0	0,188	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 1	0,3723	1,862	0,575	1,29	306,0	0,420	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 2	0,7179	3,590	1,862	1,73	306,0	0,565	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 3	1,1421	5,711	3,590	2,12	306,0	0,693	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 4	1,6022	8,011	5,711	2,30	306,0	0,980	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 5	2,0994	10,497	8,011	2,49	306,0	0,812	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 6	2,5913	12,957	10,497	2,46	306,0	0,840	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 7	3,0861	15,431	12,9565	2,47	306,0	0,808	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 8	3,5562	17,781	15,4305	2,35	306,0	0,768	<i>Vérifiée</i>
ETAGE 9	3,984	19,920	17,781	2,14	306,0	0,699	<i>Vérifiée</i>

3.e. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux

Chapitre IV : Etude dynamique

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	55	55	3025	2436,91	0,269	Vérifiée
ETAGE 1	50	50	2500	2098,38	0,280	Vérifiée
ETAGE 2	50	50	2500	2008,48	0,268	Vérifiée
ETAGE 3	45	45	2025	1685,59	0,257	Vérifiée
ETAGE 4	45	45	2025	1362,34	0,224	Vérifiée
ETAGE 5	40	40	1600	1098,02	0,260	Vérifiée
ETAGE 6	40	40	1600	855,54	0,202	Vérifiée
ETAGE 7	35	35	1225	621,13	0,092	Vérifiée
ETAGE 8	35	35	1225	399,69	0,065	Vérifiée
ETAGE 9	35	35	1225	183,41	0,030	Vérifiée

3.f. Vérification de l'effet P-Delta : (P – Δ)

Les effets de seconde ordre (ou effet P-delta) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \dots\dots\dots ;(\text{article 5.9 RPA99/v2003})$$

Avec :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau IV.18 :de vérification P-delta sens X-X

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
RDC	306,0	68517,4	0,58	6387,03	0,020	vérifiée
Etage 1	306,0	61134,4	1,29	6263,16	0,041	vérifiée
Etage 2	306,0	54004,7	1,73	6010,23	0,051	vérifiée
Etage 3	306,0	46875,0	2,12	5677,92	0,057	vérifiée
Etage 4	306,0	39941,4	2,3	5252,95	0,057	vérifiée

Chapitre IV : Etude dynamique

<i>Etage 5</i>	306,0	33007,8	2,49	4727,83	0,057	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	306,0	26248,0	2,46	4099,78	0,051	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	306,0	19488,3	2,47	3357,9	0,047	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	306,0	12880,5	2,35	2482,79	0,040	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	306,0	6272,3	2,14	1350,74	0,032	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.19 :de vérification P-delta sens Y-Y

			Dans le sens Y-Y			
<i>Niveaux</i>	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	<i>Observation</i>
<i>RDC</i>	306,0	68517,4	0,75	6439,03	0,026	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 1</i>	306,0	61134,4	1,66	6295,98	0,053	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 2</i>	306,0	54004,7	2,22	6030,38	0,065	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 3</i>	306,0	46875,0	2,61	5675,34	0,070	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 4</i>	306,0	39941,4	2,78	5222,56	0,069	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 5</i>	306,0	33007,8	2,88	4687,3	0,066	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	306,0	26248,0	2,82	4059,89	0,060	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	306,0	19488,3	2,72	3329,28	0,052	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	306,0	12880,5	2,53	2458,54	0,043	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	306,0	6272,3	3,34	1371,74	0,050	<i>vérifiée</i>

Conclusion :

Pour conclure, les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final se résument comme suit :

D'une part, la Justification du choix de facteur de comportement qui est un paramètre reflétant la ductilité de la structure et qui dépend du système de contreventement de la structure.

D'autre part, dans la comparaison de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente à ($=0.8 \cdot V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort dont la valeur est de ($0.8 \cdot V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale. A la fin, par la Vérification des déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage ainsi que la Vérification

Chapitre IV : Etude dynamique

de l'effet $P-\Delta$ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre et l'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

Il est à noter que dans notre cas on a choisi un facteur $R=5$ vu que les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales soit (18,4%).

CHAPITRE V. Etude au vent

V.1 Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction, supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

V.2 Application des R N V 99

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble :

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I**(art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

V.2.1 Détermination du coefficient dynamique C_d

Données relatives au site :

Site plat : (ch 2 § 4.3.3)[5]

$C_t = 1$:(tab 2.5)[5]

Zone I : (tab 2.3)[5] : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie I

$K_T = 0.24$:(tab 2.4)[5]

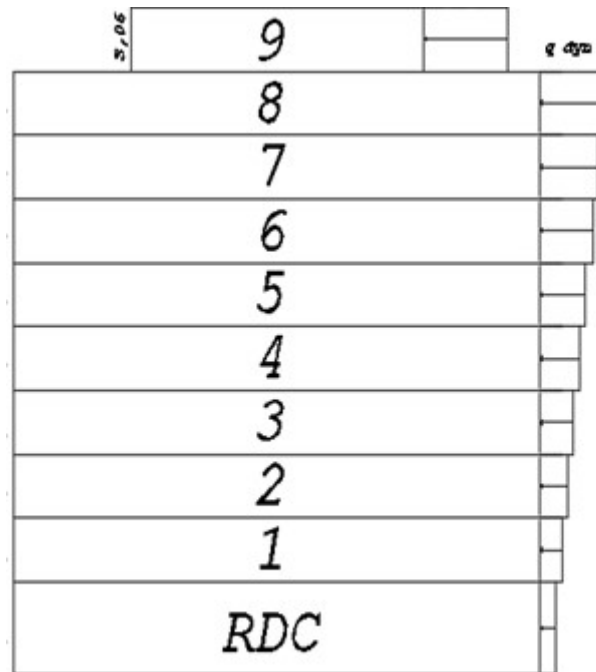


Figure V.1 :vue en élévation.

$$Z_0 = 1$$

$$K_T = 0.24 \quad :(\text{tab 2.4}) \quad [5]$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.46$$

La structure du bâtiment étant en béton armé, On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre3 de RNV99 la lecture pour $h = 30.6 \text{ m}$ et $b = 25.4 \text{ m}$ donne (après interpolation) :

$$C_d \approx 1$$

Une Valeur conservatrice de $C_d = 1$ peut être considérée dans les cas où : [§3 RNV2013][3]

Bâtiment a ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et a 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire a la direction du vent.

Hauteur est de 30.6m est inférieur à 100m et a $(4 * 25.4\text{m}) = 101.6\text{m}$ c'est vérifier

V.2.2 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e(Z_{eq}) \quad (2.12) \quad [5]$$

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux natures de la structure.

Dans notre cas de structure, le coefficient dynamique C_d étant inférieur à 1,2, la structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans ce cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z_{eq}) = C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2} \right]$$

$C_t(Z_{eq})$: est le coefficient de topographie = 1

C_r : est le coefficient de rugosité, il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(Z_{eq}) = K_T * Ln \left(\frac{Z_j}{Z_0} \right) \text{ Pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m (2.15)[5]}$$

Tableau V.1 : valeur de pression dynamique

Z_j (m)	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$
1.5	0.665	1,559	584,62
4.5	0.665	1,559	584,62
7.5	0.665	1,559	584,62
10.5	0.665	1,559	584,62
13.5	0.665	1,559	584,62
16.5	0.672	1.580	592.5
19.5	0.712	1.703	633.62
22.5	0.747	1.812	679.5
25.5	0.777	1.909	715.87
28.5	0.803	1.993	747.37

V .2.3 Détermination des coefficients de pression C_p

➤ **Coefficient de pression intérieure C_{pi}**

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0.8$

➤ **Coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

Le coefficient de pression dynamique dépend de la surface chargée de la paroi considérée

a) les parois verticales :

On a : $C_{pe} = C_{pe.10}$ si la surface $S \geq 10 \text{ m}^2$.

$e_1 = \min(2h, b) = \min(2 \times 30,6; 25,4) = 25,4 \text{ m}$.

$d = 31,10 \text{ m}$.

$d > e$ donc on adopte le 2^{ème} cas.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la **figure 2**, Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau (V.2).

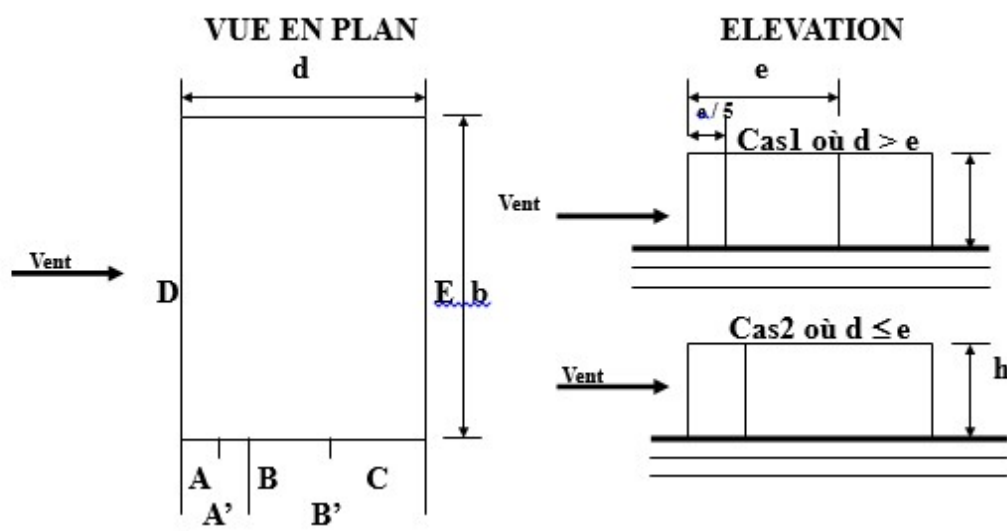


Figure V.2 : répartition des coefficients de pression (paroi verticale).

Tableau V.2 : valeur de C_{p10}

Zone	A	B	C	D	E
C_{p10}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la **figure.3**.

Chapitre IV : Étude au vent

Le coefficient C_{pe} est donné par l'interpolation dans le tableau (V.3).

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{30.6} = 0.019$$

Par interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h=0,025$ et arêtes vives (sans acrotère) on trouve :

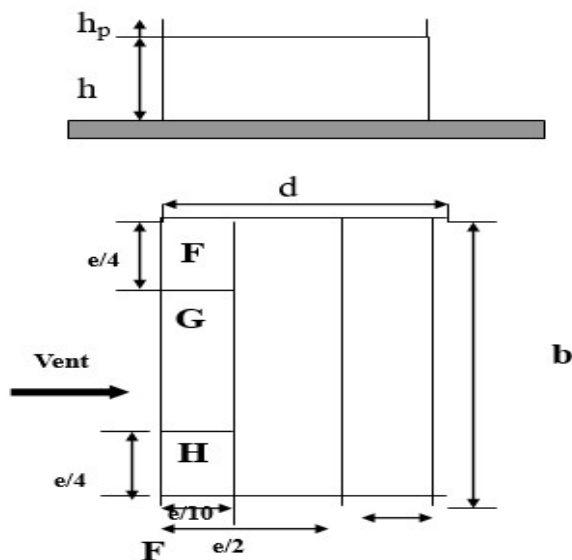


Figure V.3 : répartition des coefficients de pression (Acrotère).

Tableau V.3 : valeur de C_p

Zone	C_{pi}	$C_{pe}=C_{pe10}$	C_p
A. A'	0.8	-1	-1.8
B. B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

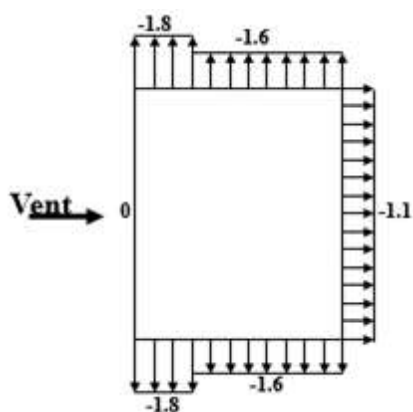


Figure V.4 : Valeur des coefficients C_p .

V.2.4 Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction $C_d = 1$

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j $W(z_j)$ et donnée par de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

$$\text{D'où } q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p \quad (2.4)[5]$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (V.4)**.

V.2.5 calcul des forces de frottement

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle, soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$.

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée .

V.2.6 Détermination de la Force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces :

Chapitre IV : Étude au vent

➤ Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

➤ Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) \quad (2.4)[5]$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau (V.4)

$$C_d = 1$$

Tableau V.4 : Calcul de la force résultante

h (m)	Zone	S(x- x)	S(y-y)	q_{dyn}	q_j	R(x-x)	R(y-y)
1.5	E : $C_p = -1,8$	77.72	95.16	584,62	1052.31	81785.53	100137.81
4.5	E : $C_p = -1,8$	77.72	95.16	584,62	1052.31	81785.53	100137.81
7.5				584,62	1052.31	81785.53	100137.81
10.5				584,62	1052.31	81785.53	100137.81
13.5				584,62	1052.31	81785.53	100137.81
16.5				592.50	1066.50	82888.38	101488.14
19.5				633.62	1140.51	88640.43	108530.93
22.5				679.50	1223.10	95059.33	116390.93
25.5				715.87	1288.56	100146.88	122619.36
28.5				747.37	1345.26	104553.60	128014.94
30.6				769.87	1385.77	107702.43	131870.34
31.2	F : $C_p = -2,4$	15.24	18.66	774.75	1859.40	28337.25	34696.40
	G : $C_p = -1,9$				1472.02	22433.58	27467.40
	H : $C_p = -1,5$				1162.12	17710.78	21685.25

D'où obtien

$$R_y = 1059,569 \text{ kN}$$

$$R_x = 1056,400 \text{ kN}$$

V.3 Conclusion

L'étude du vent que nous avons entamé a pour objectif d'avoir une appréhension sur l'effet du vent qui agit sur la structure en appliquant le règlement **R N V 99**. Cette étude nous a amené à conclure que l'effet du vent est relativement négligeable en comparant avec l'effort sismique, ce qui nous autorise à ne pas prendre en compte la sollicitation de ce dernier (effet du vent) sur le calcul du ferrailage.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, l'action du vent ne sera pas prise en considération, car l'effet du vent est négligeable devant l'effet du séisme.

CHAPITRE VI : ferrailage éléments principal

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

VI.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

VI.2 Ferrailage des poteaux :

VI.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VI.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	18	1,15	500	434
Accidentelle	1,15	30	18	1	500	500

VI.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

b- Selon RPA 99 :

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

VI.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003}$$

VI.2.4 Ferrailage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT ROBOT pour le ferrailage des sections.

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Poteaux :

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	55×55	-2420.09	29.22	SEC	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-2121.13	61.56	SEC	4.4	4.4	22.5
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	-1574.66	46.01	SEC	3.6	3.6	18.22
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	-1077.84	37.18	SEC	3.2	3.2	14.4
7 ^{ème} 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	-620.12	29.23	SEC	2.8	2.8	11.02

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{corr} , N^{\min})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	55×55	-2393.45	49.37	SEC	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-2121.13	61.56	SEC	4.4	4.4	22.5
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	-845.77	51.62	SEC	3.6	3.6	18.22
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	-539.49	50.95	SEC	3.2	3.2	14.4
7 ^{ème} 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	-101.82	49.73	SEC	2.8	2.8	11.02

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.4 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{corr} , M^{\max})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitati on	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	55×55	-426.28	5.75	SEC	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-578.80	16.20	SEC	4.4	4.4	22.5
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	-385.23	15.39	SEC	3.6	3.6	18.22
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	-226.98	20.91	SEC	3.2	3.2	14.4
7 ^{ème} 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	-26.07	33.55	SEC	2.8	2.8	11.02

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E ; 0.8G+E**

Poteaux :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.5 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	55×55	-2436.91	127.72	SEC	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-2298.38	78.01	SEC	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	-1685.58	163.66	SEC	3.6	3.6	18.22
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	-1098.01	30.76	SEC	3.2	3.2	14.4
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	35×35	-621.12	26.33	SEC	2.8	2.8	11.02

b. ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$) :

Tableau VI.6 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\text{corr}}, M^{\max}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{\max} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	55×55	-2447.39	147.20	SEC	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-2008.74	190.91	SEC	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} 4 ^{ème} ,	45×45	-1362.34	184.96	SEC	3.6	3.6	18.22
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	-273.37	163.80	SPC	6.8	6.8	14.4
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	35×35	-83.38	122.63	SPC	7.4	7.4	11.02

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.7 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	55×55	1354.39	47.73	SET	15.5	15.7	27.2
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	1261.86	38.63	SET	14.4	14.4	22.5
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	915.59	112.03	SET	14.9	14.9	18.22

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	535.90	100.18	SET	11.1	11.1	14.4
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	35×35	240.24	69.45	SPC	7.0	7.0	11.02

VI.2.5. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau VI.8 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	$A_s^{sup} (adp) = A_s^{inf}$
RDC	55×55	31.4	27.2	181.5	121	16T16	32.17	10.05
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	28.8	22.5	150	100	16T16	32.17	10.05
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	29.8	18.22	121.5	81	16T16	32.17	10.05
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	22.2	14.4	96	64	12T16	24.13	8.04
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	35×35	14.8	11.02	73.5	49	12T14	18.47	6.16

VI.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

● **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$$

Fissuration préjudiciable.....

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta \right)$$

Fissuration très préjudiciable.....

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\text{corr}}, N^{\text{Max}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-1835.49	22.42	10.05	SEC	91.5	250	6.2	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-1608.93	47.33	10.05	SEC	109.5	250	7.5	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45×45	-1194.54	35.51	10.05	SEC	99.7	250	6.9	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40×40	-817.67	28.82	8.04	SEC	92.6	250	6.5	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	-470.37	15.41	6.16	SPC	70.5	250	5.0	18	OK

b. (N^{cor}, M^{\max}) :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{cor}}$ (kN)	M_{ser}^{\max} (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-1815.75	37.99	10.05	SEC	96.6	250	6.6	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-1608.93	47.33	10.05	SEC	109.5	250	7.5	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45×45	-1002.88	40.08	10.05	SEC	90.3	250	6.3	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40×40	-408.89	39.15	8.04	SEC	68.6	250	5.0	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	-77.05	38.17	6.16	SPC	70.3	250	6.3	18	OK

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{corr}}, M^{\text{max}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-321.75	4.42	10.05	SEC	16.2	250	1.1	18	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	-441.43	12.63	10.05	SEC	29.9	250	2.0	18	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45×45	-294.01	15.64	10.05	SEC	29.0	250	2.0	18	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40×40	-173.30	16.22	8.04	SPC	37.1	250	2.7	18	OK
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	-27.55	25.45	6.16	SPC	43.8	250	4.1	18	OK

VI.2.7 Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :
$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$

a : coté du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Tableau VI.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u <i>BAEL</i> (MPa)	Vérification
RDC	55×55	74.94	0.275	13.49	0,075	2.25	3	OK
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	127.83	0.56	14.84	0,075	2.25	3	OK
3 ^{ème} 4 ^{ème}	45×45	122.50	0.68	16.48	0,075	2.25	3	OK
5 ^{ème} 6 ^{ème}	40×40	109.63	0.76	18.55	0,075	2.25	3	OK
7 ^{ème} 8 ^{ème} 9 ^{ème}	35×35	84.7	0.76	21.20	0.075	2.25	3	OK

VI.2.8 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 version 2003** : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c = 500 \text{ MPa}$.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau VI.13 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	55×55	16T16	16	10	16
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50×50	16T16	16	10	16
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45×45	16T16	16	10	16
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40×40	12T16	16	10	16
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35×35	12T14	14	10	14

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _{min} ^{rpa} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	55x55	2.142	3.89	3,75	74.94	N	10	0.18	1.65	6T8	3.02
						C	15	0.27	2.47	6T8	3.02
1 ^{er} , 2 ^{ème}	50x50	2,142	4.28	3,75	127.83	N	10	0.31	1.5	6T8	3.02
						C	15	0.46	2.25	6T8	3.02
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	45x45	2,142	4,76	3,75	122.50	N	10	0.38	1,62	4T8	2,01
						C	15	0.57	2,01	4T8	2,01
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	40x40	2,142	5.35	2,5	109.63	N	10	0.23	1,2	4T8	2,01
						C	15	0.35	1,8	4T8	2,01
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35x35	2,142	6.12	2,5	84.7	N	10	0.18	1,05	4T8	2,01
						C	15	0.27	1,57	4T8	2,01

VI.2.9 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.... **RPA99 page**

89

Pour :

- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$

VI.3 Ferrailage des poutres

VI.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

c. Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.17$ MPa.

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

VI.3.2 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS 18**.

Ont disposé 3 types de poutres :

- Poutres principales 30x45(cm²)
- Poutres principales 30x40(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**ROBOOT EXPERT**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.15 :Ferrailage des poutres porteuses 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	62.84	3.6	0
		Appui	-109.25	0	6.4
Terrasse	30x45	Travée	73.76	4.2	0
		Appui	-99.41	0	5.8

b- Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G+E

• Plancher courant :

❖ Pour les poutres (beam 101-beam 83) : poutres exceptionnelles

-Appui :

➤ Ferrailage des poutres porteuses (B101-B83) 30x45 situation accidentelle par LOGICIEL ROBOT EXPERT :

Tableau VI.16: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 poutres exceptionnelles en appui

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
30x45	Appui	181.41	9.2	0
	Appui	-246.74	0	13

Remarque :

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

- Il y a un moment positive important en appui il faut faire un ferrailage symétrique.
 - ❖ Pour les autres poutres :

Tableau VI.17 : Ferrailage des poutres porteuses étage courant 30x45

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
30x45	Travée	52.44	2.5	0
	appuis	-186.01	0	9.7

- **Plancher terrasse :**

- **Ferrailage des poutres porteuses planchers Terrasse (appui) 30x45 par logiciel (ROBOT EXPERT) :**

Tableau VI.18 : Ferrailage des poutres porteuses plancher terrasse 30x45

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
30x45	Appui	-134.60	0	6.8
	travée	40.30	1.9	0

VI.3.3.1 Choix des armatures :

- Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant B (101) B (83)	30x45	Travée	54	81	6.75	3.6	3T16	6.03
		Appuis A _s '				13.0	5T16+2T14	17.62
		Appuis A _s				9.2	5T16	13.13
Etage courant (Les autre poutres)	30x45	Travée	54	81	6.75	3.6	3T16	6.03
		Appuis				9.7	3T16+3T14	10.65
Terrasse	30x45	Travée	54	81	6.75	4.2	3T14	4.62
		Appuis				6.8	5T14	8.82

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

2. Sens non porteur :

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation durable)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	49.43	3.2	0
		Appui	-90.67	0	6.1
Terrasse	30x40	Travée	53.69	3.5	0
		Appui	-95.94	0	6.4

a. Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G+E

Tableau VI.21 : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	19.59	1.2	0
		Appui	-153.95	0	9.1
Terrasse	30x40	Travée	14.29	1.2	0
		Appui	-143.43	0	8.4

VI.3.3.2 Choix des armatures :

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.22 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	48	72	6	3.2	3T14	4.62
		Appuis A _s				9.1	6T14	9.24
		Appuis A _s '				9.1	6T14	9.24
Terrasse	30x40	Travée	48	72	6	3.5	3T14	4.62
		Appuis A _s				8.4	6T14	9.24
		Appuis A _s '				8.4	6T14	9.24

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

- **Remarque** : pour les poutres secondaires en a un moment en x sur les appuis donc il faut faire un ferrailage symétrie comme mentionner dans le tableau.

VI.3.4- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,4 \text{MPa} ; f_e = 500 \text{MPa}$$

Tableau VI.23: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	4.62	1,4	Vérifiée
30x40	6.03	1,24	Vérifiée

VI.3.5- Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- **Acier** .

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa} \end{array} \right.$$

On doit vérifier que : On doit vérifier que :

Tableau VI.24: Vérification des poutres porteuses (30X45) à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	47.78	5.2	18	57.7	250	OK
	Appui	-87.91	8		95.5		
Terrasse	Travée	56.43	75.6	18	7	250	OK

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

	Appui	-76.06	7.7	90.4		
--	-------	--------	-----	------	--	--

Tableau VI.25: Vérification des poutres non porteuses (30X40) à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	38.55	5.9	18	61.0	250	OK
	Appui	-69.21	7.3		82.0		
Terrasse	Travée	42.06	6.4	18	66.5	250	OK
	Appui	-72.99	7.7		86.6		

VI.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Il faut vérifier que :

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau VI.26: Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Etage courant	30x45	170.79	1.4	3	OK
	30x40	192.49	1.78	3	OK
Terrasse	30x45	136.23	1.12	3	OK
	30x40	89.82	0,83	3	OK

VI.3.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_c=500\text{MPa}$).

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : →

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : →

$$\begin{cases} A_t = 0,003 * S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zonécourante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.27: calcul des armatures transversales

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	170.79	1.87	36.45	11.25	22.5	10	15	1.35	4T8	2.01
30x40	192.49	1.1	32.4	10	20	10	15	1,35	4T8	2.01

VI.3.8 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L^{MAX}}{4}$ Appuis en travée de rive.

$\frac{L^M}{4}$

Appuis en travée intermédiaire.

Avec : L=Max (L_{gauche} ; L_{droite})

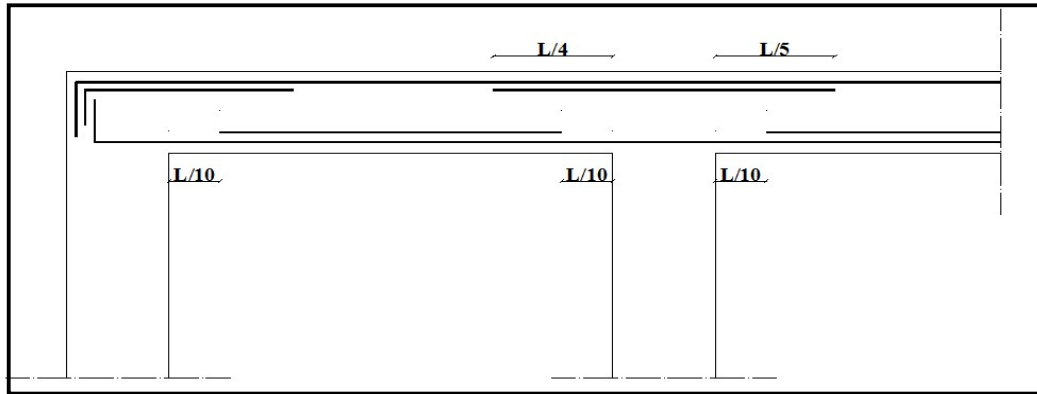


Figure VI.1 : Arrêt des barres

VI.3.9 vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,94\text{cm} \quad (L = 4,7 < 5\text{m})$

$\bar{f}_2 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,02\text{cm} \quad (L = 5,6 > 5\text{m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

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

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

- **Calcul de la flèche Par la méthode analytique :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau:

Tableau VI.28 Tableau "1" récapitulatif du calcul de la flèche

Usage	Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	σ _s (MPa)	δ	λ _i
Habitation	PP	30*45	47.78	6.03	10.65	195.64	0.004	4.83
	PNP	30*40	38.55	4.62	9.24	231.78	0.004	5.61
Terrasse	PP	30*45	56.43	4.62	8.82	301.5	0.003	6.31
	PNP	30*40	42.06	4.62	9.24	252.88	0.004	5.61

Tableau VI.29 Tableau "2" récapitulatif du calcul de la flèche

Usage	Cas	μ	I (cm ⁴)	If _i (cm ⁴)	If _v (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf _T (mm)	f (mm)	Vérification
Habitation	PP	0.331	329149.9	139057.2	200519.6	3.15	6.49	3.34	10.6	Vérifiée
	PNP	0.34	226533.1	856623.9	128451.1	2.9	5.76	2.85	9.4	Vérifiée
Terrasse	PP	0.399	309466.9	96699.28	154106.7	5.35	9.99	4.63	10.6	Vérifiée
	PNP	0.37	226533	801854	122911	3.39	6.57	3.18	9.4	Vérifiée

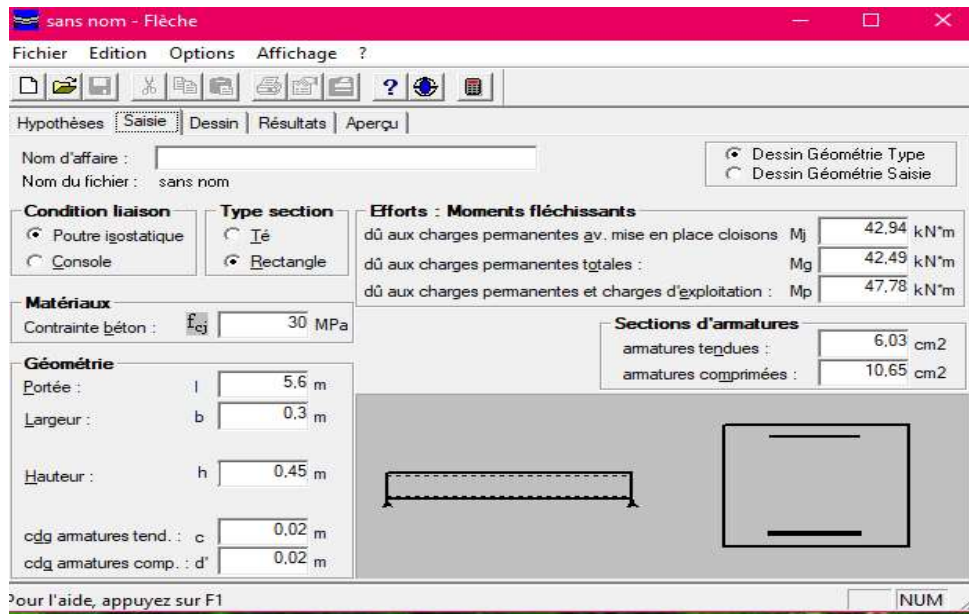
Remarque

Une 2^{ème} vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**. Exemple

qui illustre les étapes de calcul

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

A- Insertion des données :



B- Résultat :

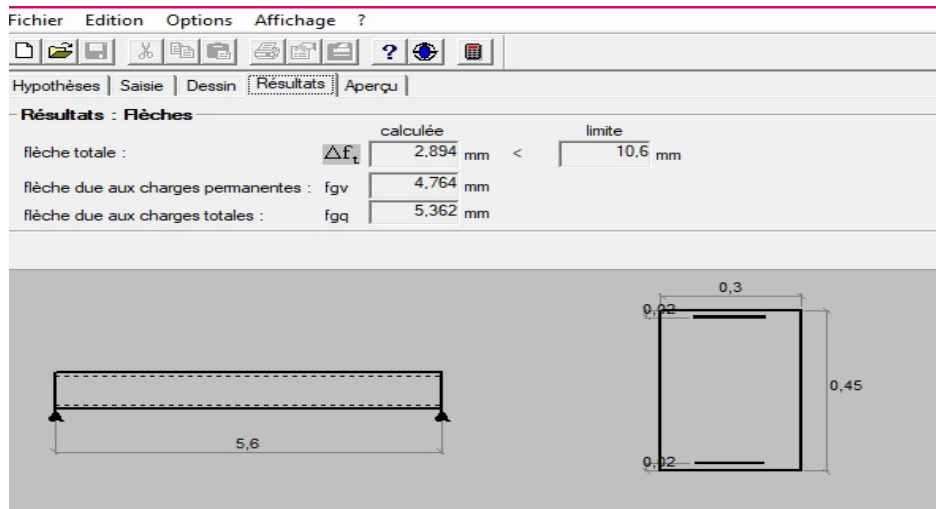


Figure VI. 4 Exemple de calcul de la flèche (les deux figures)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI. 30 Vérification de la flèche des poutres

Usage	Section	$\Delta f (mm)$	$f_{adm} (mm)$	Vérification
Habitation	PP30*45	2.89	10.6	Vérifiée
	PNP30*40	2.74	9.4	Vérifiée

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

VI.3.4 Poutre principale 30x45 (avec Bou voile) :

a-Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau VI.31: Ferrailage des poutres porteuses 30x45

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	12.64	2.1	0
		Appui	-36.77	0	2.1
Terrasse	30x45	Travée	15.87	2.1	0
		Appui	-82.59	0	4.8

b-Situation accidentelle : $G+Q+E$; $0.8G+E$

Tableau VI.32: Ferrailage des poutres porteuses 30x45(avec bou de voile).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)
Etages courants	30x45	Appui A _s	370.35	22.1
		Appui A _s '	-393.73	23.3
Terrasse	30x45	Appui A _s	216.01	11.0
		Appui A _s '	-249.50	13.0

VI.3.4.1 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau VI.33 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x45(avec bou de voile)

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x45	Appui A _s	54	81	6.75	22.1	5T20+4T16	23.76
		Appuis A _s '				23.3	5T20+5T16	25.76
Terrasse	30x45	Appuis A _s	54	81	6.75	11.0	6T16	12.06
		Appuis A _s '				13.0	7T16	14.07

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

VI.3.4.2 Condition de non fragilité :

Tableau VI.34 : Vérification de la condition de non fragilité 30x45(avec bou de voile)

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	24.67	1,4	Vérifiée

VI.3.4.3Vérification vis à vis de l'ELS :

Tableau VI.35: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(avec bou de voile)

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	3.4	0.2	18	3	250	OK
	Appui	-18.31	1		13.3		
Terrasse	Travée	14.07	1.1	18	14.9	250	OK
	Appui	-39.04	3.6		43.1		

VI.3.4.4Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VI.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(avec boude voile)

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Etage courant	30x45	305.44	2.51	3	OK
Terrasse	30x45	170.74	1.4	3	OK

VI.3.4.5Calcul des armatures transversales :

Tableau V.37: calcul des armatures transversales 30x45(avec bou voile).

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
35x45	305.44	2.51	36.45	11.25	22.5	10	15	2.01	4T10	3.14

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

VI.3.5 Poutre de chaînage 30x21 :

a- Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.38: Ferrailage des poutres porteuses 30x21

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN×m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x45	Travée	10.35	1.3	0
		Appui	-21.85	0	2.8
Terrasse	30x45	Travée	11.41	1.4	0
		Appui	-23.64	0	4.4

b. Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G+E

Tableau V.39 : Ferrailage des poutres chaînage (Situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage courant	30x40	Travée	10.42	1.3	0
		Appui	-31.57	0	3.6
Terrasse	30x40	Travée	11.48	1.4	0
		Appui	-31.30	0	3.5

VI.3.5.1 Choix des armatures :

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.40 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{min} _{SRPA} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage courant	30x21	Travée	48	72	3.15	1.3	3T12	4.62
		Appuis				2.8	3T12	9.24
Terrasse	30x21	Travée	48	72	3.15	1.4	3T12	4.62
		Appuis				4.4	4T12	9.24

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

VI.3.5.2 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau V.41 : Vérification de la contrainte de cisaillement 30x21 (avec boude voile).

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Étage courant	30x21	26.31	0.46	3	OK
Terrasse	30x21	27.38	0.48	3	OK

VI.3.5.3 Calcul des armatures transversales :

Tableau VI.42: calcul des armatures transversales 30x21(avec bou voile).

Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adop}
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x21	27.38	0.48	17.1	5.25	10.5	5	10	0.9	4T8	2.01

VI.4 Ferrailage des voiles :

VI.4.1 Généralités :

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés parallèle à leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Préconisation du règlement parasismiques algérienne [2] :

VI.4.2 JUSTIFICATION S SOUS SOLLICITATIONS NORMALES^[12]

a. Conditions d'application :

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

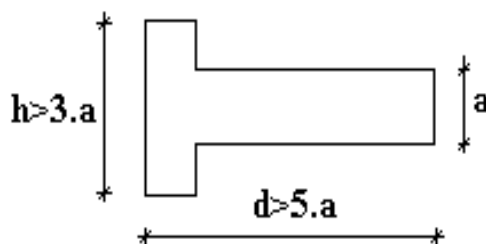


Figure VI.1 : Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement : (murs non raidi latéralement)

Soit : l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plan-

cher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.43 : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :^[11]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir ^[8].

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Tableau VI.44 : Calcul de σ_{ulim}

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

VI.4.3 Exemple de calcul (voile V6) par la méthode des contraintes (annexe C.3) :

$L = 3.00 \text{ m}$ (entre nue); $a = 0,2 \text{ m}$ (épaisseur); $h_e = 3.06 \text{ m}$ (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1.00 \text{ m}$ et de section

$$S_i = L^i \cdot (a).$$

1) Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de **3.06** d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.06 - 0,45 = 2.61 \text{ m}$ (**0,45m : hauteur de la poutre**)

Tableau VI. 45 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,9 \times 2.61 = 2.34$	$0,85 \times 2.61 = 2.21$
Elancement λ	/	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 40.52$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.41$
Coefficient α	/	0,476	0,685
Section réduite	m^2	$(a-0,02) \cdot 1 = (0,2-0,02) \cdot 1$	$(a-0,02) \cdot 1 = (0,2-0,02) \cdot 1$

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

B_r (par ml) Avec d = 1.00 m		= 0.18 m ²	= 0.18 m ²
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ Avec d = 1.00m	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0.476}{1 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 30}{0.9 \times 1.15} \right]$ = 12.41 MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0.685}{1 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 30}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 18.21 \text{ MPa}$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 16.13 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,2) (1) \text{ m}^2$ $A_s = 2 \text{ cm}^2$

Pour cette exemple $\sigma_{\text{compression}} = 1.3 \text{ MPa} < \sigma_{bna}$ donc on n'a pas besoin d'armatures de compression.

VI.4.4 Armatures de traction

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

-La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (**S12** ou τ)

Tableau VI. 46 : Calcul des armatures verticales de l'exemple

Maille (L_i=1 m)	1	2	3
Dimensions (m²) (a*I) = S_j	0.2	0.2	0.2
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	10.5	2.21	6.3
Force de traction F_t(MN) = $\sigma_j \times S_j$	2.1	0.442	1.26
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle $\gamma_s = 1$	42	8.84	25.2
1. Selon RPA : 0,2 % S_{béton}	4	4	4

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Acier total (Sur deux faces en cm²)	2*11T16 = 44,23	2*6T12 = 13,57	2*11T16 = 44.23
S_i : espacement (mm)	100	200	100
S ≤ (1.5a,30cm) S ≤ 30 cm	vérifiée	vérifiée	vérifiée

VI.4.5 Armatures de joint de bétonnage (aciers de coutures pour la maille 1)

$S_{12} = \tau_u = 1.8 \text{ MPa}$ (contrainte tangentielle lu directement au milieu de maille 1)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l_m$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.8(200)(1020)}{500} \times 1.4 \quad A_{vj} = 11.30 \text{ cm}^2 \text{ Choix : } 2 \times 6T12 \rightarrow A_s = 13.75 \text{ . St}=20\text{cm}$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage. St=20cm

VI.4.6 Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \max} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4(1.8)(200)(300)}{0.8 \times 500 \times 0.8} = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (44.23) = 29.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0.15\%) \cdot a \cdot l = \left(\frac{0.15}{100} \right) \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 29.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 8T16 = 32.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1000}{7} = 142.85 \text{ mm}$$

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

On prend : $S_t = 140 \text{ mm} < S_{tmax} = 300 \text{ mm}$*vérifié*

VI.4.7 Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes :

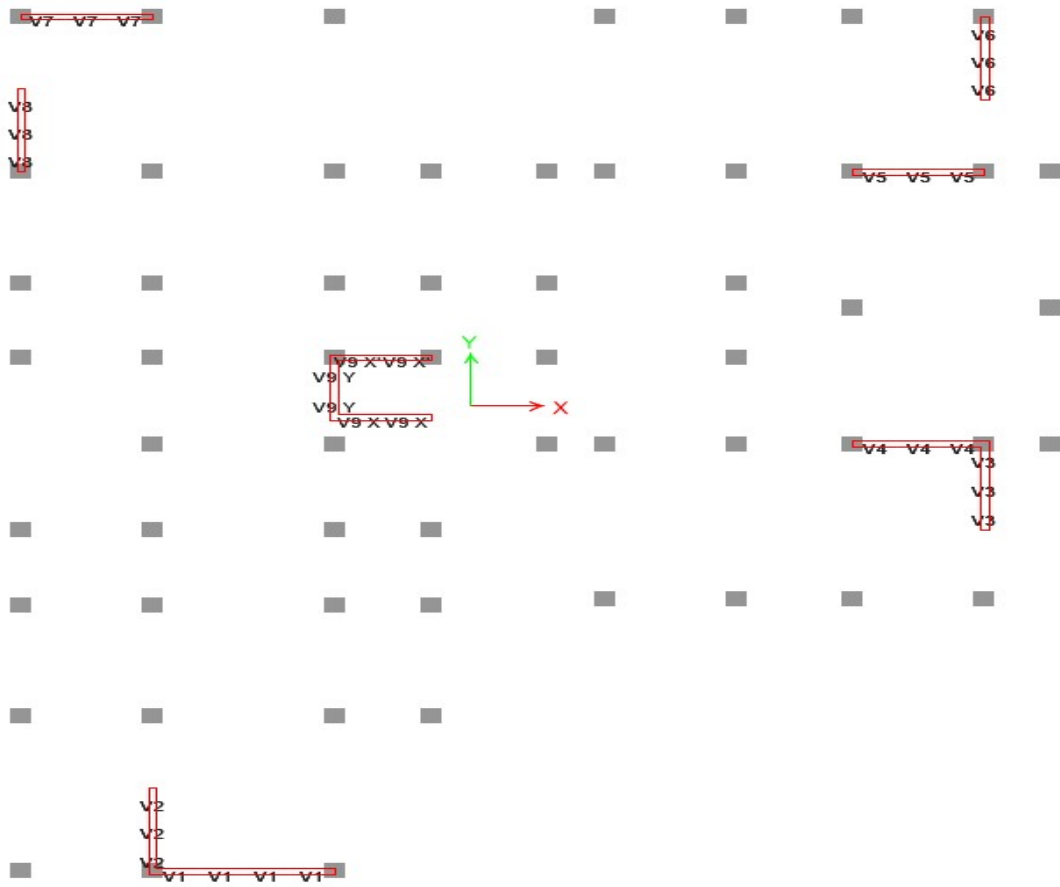


Figure VI.4 Plan de repérage des voiles

Note :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **G+Q+E**
- Dans ce qui suit on a : e : désigne l'épaisseur du voile

l_m : la longueur de chaque maille

$\sigma_{moy} = S_{22}$ (lu au milieu de la maille)

$$S_i = l_m \times e$$

Tel que Si $\sigma < 0$ \rightarrow compression

Si $\sigma > 0$ \rightarrow traction

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

VI.4.7.1 Armatures verticales de traction

1) Voile V1 $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 1.175 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 4.7 \text{ m}$

Tableau V. 47 : Calcul des armatures du voile (V1)

voiles	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft(MN)	As(cm ²)	Asmin (cm ²)	Choix	St adobtè	As choisi
V1	RDC au 4 ^{eme}	1	1,175	0,2	0,235	5,85	1,37475	27,495	4,7	2×9T14	10	27,71
		2	1,175	0,2	0,235	2,49	0,58515	11,703	4,7	2×6T12	20	13,57
		3	1,175	0,2	0,235	1,2	0,282	5,64	4,7	2×6T12	20	13,57
		4	1,175	0,2	0,235	1,39	0,32665	6,533	4,7	2×9T14	10	27,71
	4 ^{eme} au 7 ^{eme}	1	1,175	0,2	0,235	2,58	0,6063	12,126	4,7	2x6T12	20	13,57
		2	1,175	0,2	0,235	0,8	0,188	3,76	4,7	2x6T10	20	9,42
		3	1,175	0,2	0,235	0,76	0,1786	3,572	4,7	2x6T10	20	9,42
		4	1,175	0,2	0,235	0,22	0,0517	1,034	4,7	2x6T12	20	13,57
	7 ^{eme} Au 10 ^{eme}	1	1,175	0,2	0,235	1,37	0,32195	6,439	4,7	2x6T10	20	9,42
		2	1,175	0,2	0,235	0,89	0,20915	4,183	4,7	2x6T10	20	9,42
		3	1,175	0,2	0,235	0,09	0,02115	0,423	4,7	2x6T10	20	9,42
		4	1,175	0,2	0,235	0,2	0,047	0,94	4,7	2x6T10	20	9,42

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

2) Voile V2et V8 :

$e = 20 \text{ cm}$; $L \text{ voile} = 3 \text{ m}$;

$l_m = 1 \text{ m}$

Tableau V. 48 : Calcul des armatures du voiles (V2 ; V8)

voiles	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft(MN)	As(cm ²)	Asmin (cm ²)	choix	St adobte	As choisi
V2 et V8	RDC au 4 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	7,3	1,46	29,2	4	2x10T14	10	30,79
		2	1	0,2	0,2	2,15	0,43	8,6	4	2x6T12	20	13,57
		3	1	0,2	0,2	4,83	0,966	19,32	4	2x10T14	10	30,79
	4 ^{eme} au 7 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	1,4	0,28	5,6	4	2x6T12	20	13,57
		2	1	0,2	0,2	0,05	0,01	0,2	4	2x6T10	20	9,42
		3	1	0,2	0,2	1,01	0,202	4,04	4	2x6T12	20	13,57
	7 ^{eme} Au 10 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	1,2	0,24	4,8	4	2x6T10	20	9,42
		2	1	0,2	0,2	0,03	0,006	0,12	4	2x6T10	20	9,42
		3	1	0,2	0,2	0,8	0,16	3,2	4	2x6T10	20	9,42

Remarque :

Les deux voiles **V2** et **V8** ont les mêmes efforts avec les mêmes dimensions donc on opte le même ferrailage pour ces deux voiles

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

3) Voile V3 ; V6

- $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 1 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 3 \text{ m}$

Tableau V. 49 : Calcul des armatures du voiles (V3 ; V6)

Voiles	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft(MN)	As(cm ²)	Asmin (cm ²)	choix	St adobtè	As choisi
V3 et V6	RDC au 4 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	10,5	2,1	42	4	2x11T16	10	44,23
		2	1	0,2	0,2	2,21	0,442	8,84	4	2x6T12	20	13,57
		3	1	0,2	0,2	6,3	1,26	25,2	4	2x11T16	10	44,23
	4 ^{eme} au 7 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	3,89	0,778	15,56	4	2x6T14	20	18,47
		2	1	0,2	0,2	0,7	0,14	2,8	4	2x6T10	20	9,42
		3	1	0,2	0,2	3,18	0,636	12,72	4	2x6T14	20	18,47
	7 ^{eme} Au 10 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	1,82	0,364	7,28	4	2x6T10	20	9,42
		2	1	0,2	0,2	0,6	0,12	2,4	4	2x6T10	20	9,42
		3	1	0,2	0,2	1,25	0,25	5	4	2x6T10	20	9,42

Remarque :

Les deux voiles **V3** et **V6** ont les mêmes efforts avec les mêmes dimensions donc on opte le même ferrailage pour ces deux voiles.

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

4) Voile V4 ; V5 ; V7

- $e = 20 \text{ cm}$; - $l_m = 1.13 \text{ m}$ - $L_{\text{voile}} = 3.4 \text{ m}$

Tableau V. 50 : Calcul des armatures du voiles (V4 ; V5 ; V7)

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft(MN)	As(cm ²)	Asmin (cm ²)	choix	St adobtè	As choisi
V4 et V5 et V7	RDC au 4 ^{eme}	1	1,13	0,2	0,226	6,74	1,52324	30,4648	4,52	2x8T16	15	32,17
		2	1,13	0,2	0,226	1,25	0,2825	5,65	4,52	2x6T12	20	13,57
		3	1,13	0,2	0,226	5,54	1,25204	25,0408	4,52	2x8T16	15	32,17
	4 ^{eme} au 7 ^{eme}	1	1,13	0,2	0,226	2,38	0,53788	10,7576	4,52	2x6T14	20	18,47
		2	1,13	0,2	0,226	0,72	0,16272	3,2544	4,52	2x6T10	20	9,42
		3	1,13	0,2	0,226	2,6	0,5876	11,752	4,52	2x6T14	20	18,47
	7 ^{eme} Au 10 ^{eme}	1	1,13	0,2	0,226	1,45	0,3277	6,554	4,52	2x6T10	20	9,42
		2	1,13	0,2	0,226	0,34	0,07684	1,5368	4,52	2x6T10	20	9,42
		3	1,13	0,2	0,226	1,4	0,3164	6,328	4,52	2x6T10	20	9,42

Remarque :

Les trois voiles V4 et V5 et V7 ont les mêmes efforts avec les mêmes dimensions donc on opte le même ferrailage pour ces deux voiles.

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

5) Voile V9x ;V9'x

- e = 20 cm ; $l_m = 1.25$ m ; $L_{voile} = 2.5$ m

Tableau VI. 51 : Calcul des armatures du voiles (V9x ;V9'x)

	Niveau (m)	Mailes	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σj (Mpa)	Ft(MN)	As(cm ²)	Asmin (cm ²)	choix	St adobtè	As choisi
V9x Et V9'x	RDC au 4 ^{eme}	1	1,25	0,2	0,25	3,48	0,87	17,4	5	2x6T14	20	18,47
		2	1,25	0,2	0,25	3,42	0,855	17,1	5	2x6T14	20	18,47
	4 ^{eme} au 7 ^{eme}	1	1,25	0,2	0,25	2,33	0,5825	11,65	5	2x6T12	20	13,57
		2	1,25	0,2	0,25	1,67	0,4175	8,35	5	2x6T12	20	13,57
	7 ^{eme} Au 10 ^{eme}	1	1,25	0,2	0,25	1,27	0,3175	6,35	5	2x6T10	20	9,42
		2	1,25	0,2	0,25	0,26	0,065	1,3	5	2x6T10	20	9,42

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

6) Voile V9 Y

- $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 1.07 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 2.15 \text{ m}$

Tableau V. 52 : Calcul des armatures du voiles(V9 Y)

	Niveau (m)	Mailes	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	Ft(MN)	As(cm ²)	Asmin (cm ²)	choix	St adobtè	As choisi
V9 Y	RDC	1	1,07	0,2	0,214	4,25	0,9095	18,19	4,28	2x6T14	20	18,47
		2	1,07	0,2	0,214	2,66	0,56924	11,3848	4,28	2x6T14	20	18,47
	2 er	1	1,07	0,2	0,214	0,72	0,15408	3,0816	4,28	2x6T12	20	13,57
		2	1,07	0,2	0,214	0,2	0,0428	0,856	4,28	2x6T12	20	13,57
	6 eme	1	1,07	0,2	0,214	0,29	0,06206	1,2412	4,28	2x6T10	20	9,42
		2	1,07	0,2	0,214	0,6	0,1284	2,568	4,28	2x6T10	20	9,42

VI.4.7.1 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :

$S_{12} = \tau_u$, désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur lue au milieu de la maille)

$e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 1.02 \text{ m}$;

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

	Niveau	S_{12} (Mpa)	a (m)	Li (m)	Vcal (KN)	\bar{V} (kn)	Avj (cm ²)	choix	As (cm ²)	St (cm)
VOILES										
V1	RDC au 4	1,7	0,2	1,02	346,8	485,52	10,68	2x6T12	13,57	20
	4eme au	1,08	0,2	1,02	220,32	308,448	6,785	2x6T12	13,57	20
	7eme au	0,72	0,2	1,02	146,88	205,632	4,523	2x6T12	13,57	20
V2,V3,V6,V8	RDC au 4	1,8	0,2	1,02	367,2	514,08	11,30	2x6T12	13,57	20
	4eme au	1,58	0,2	1,02	322,32	451,248	9,927	2x6T12	13,57	20
	7eme au	1,28	0,2	1,02	261,1	365,56	8,042	2x6T12	13,57	20
V4,V5,V7	RDC au 4	1,6	0,2	1,02	326,4	456,96	10,05	2x6T12	13,57	20
	4eme au	1,35	0,2	1,02	275,4	385,56	8,482	2x6T12	13,57	20
	7eme au	1,08	0,2	1,02	220,3	308,44	6,785	2x6T12	13,57	20
V9x,V9'x	RDC au 4	1,32	0,2	1,02	269,2	376,99	8,293	2x6T12	13,57	20
	4eme au	0,89	0,2	1,02	181,5	254,18	5,592	2x6T12	13,57	20
	7eme au	0,64	0,2	1,02	130,5	182,78	4,021	2x6T12	13,57	20
V9 Y	RDC au 4	2,16	0,2	1,02	440,6	616,89	13,57	2x6T12	13,57	20
	4eme au	1,8	0,2	1,02	367,2	514,08	11,30	2x6T12	13,57	20
	7eme au	1,16	0,2	1,02	236,6	331,29	7,288	2x6T12	13,57	20

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Tableau V. 53 : Calcul des aciers de coutures du voile

VI.4.7.3 Aciers horizontaux

Tableau V. 54 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

voiles	Niveau	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	Ah min (cm ²)	Ah (cm ²)	CHOIX	St(cm)
V1	RDC au 4	2,38	4,46	3,06	4.46	2x8T8	15
	4eme au	1,51	2,83	3,06	3.06	2x8T8	15
	7eme au	1,01	1,89	3,06	3.06	2x8T8	15
V2,V3,V6,V8	RDC au 4	2,52	4,73	3,06	4.73	2x8T8	15
	4eme au	2,21	4,14	3,06	4.14	2x8T8	15
	7eme au	1,79	3,36	3,06	3.06	2x8T8	15
V4,V5,V7	RDC au 4	2,24	4,2	3,06	4.2	2x8T8	15
	4eme au	1,89	3,54	3,06	3.54	2x8T8	15
	7eme au	1,51	2,83	3,06	3.06	2x8T8	15
V9x,V9'x	RDC au 4	1,85	3,47	3,06	3.47	2x8T8	15
	4eme au	1,25	2,34	3,06	3.06	2x8T8	15
	7eme au	0,9	1,69	3,06	3.06	2x8T8	15
V9 Y	RDC au 4	3,02	5,66	3,06	5.66	2x6T8	15
	4eme au	2,52	4,73	3,06	4.73	2x6T8	15
	7eme au	1,62	3,04	3,06	6,28	2x6T8	15

Chapitre VI : ferrailage éléments principal

Chapitre VII

Etude de fondation

Chapitre VII : Etude de fondation

VII.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VII.2 Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2.5 bars. (Selon le rapport de sol)**

VII.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On doit vérifier la condition suivante :

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

Chapitre VII : Etude de fondation

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VII.3.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

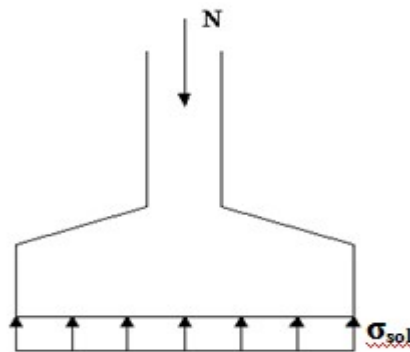


Figure VI.1 : semelles isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2273,726 \text{ kN}$$

Chapitre VII : Etude de fondation

$$D'où x = \frac{1835.49}{2.5 \times 100} \quad S = 10.09 \text{ m}^2 \text{ dsw} <$$

$$A = B = \sqrt{S} = 3.17 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 1.5\text{m} < 1,5xB = 4,75 \text{ m} \dots\dots$ non vérifié

- Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.3.2. Semelles filantes

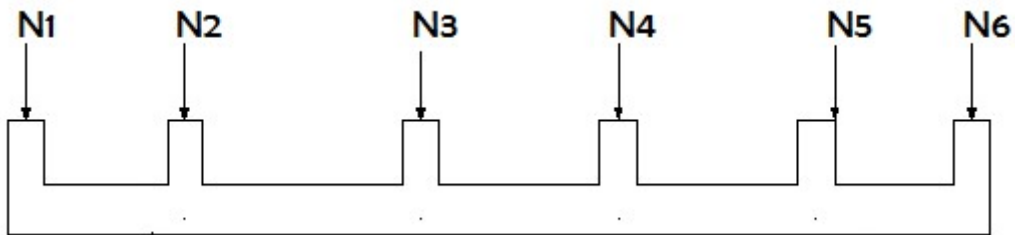


Figure VII.2 : Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Chapitre VII : Etude de fondation

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes

Semelles filantes					
Files	N	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
1	8967.16	30.8	1.28	2	61.6
2	12732.79	30.8	1.81	2	61.6
3	12052.48	30.8	1.72	2	61.6
4	7025.50	19.6	1.57	2	39.2
5	4328.92	9.8	1.94	2.5	28.42
6	4186.32	21	0.87	2	42
7	7519.94	21	1.57	2	42
8	7774.45	21	1.62	2	42
9	7698.57	21	1.61	2	42
10	3276.55	9.8	1.47	2	19.6

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2 \times B$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{\min} = 2,7 \text{ m} < 2 \times B = 3 \text{ m}$ non vérifié

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VII.3.3. Radier générale

VII.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

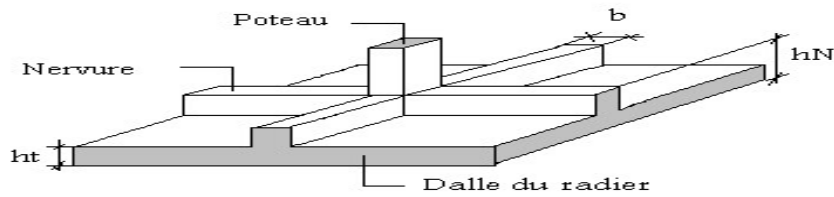


Figure VII.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $N=75562.72 \text{ kN}$

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

$$S_{nec} \geq 332.47 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b = 593.49 \text{ m}^2 > S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD)
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad} = 665.22 \text{ m}^2$

VII.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 560 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 28 \text{ cm}$$

On prend : **h=40 cm.**

Chapitre VII : Etude de fondation

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

Avec :

$$N_u = 98927.36\text{kN}$$

$$L = 5,6\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$
$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 16,4\text{cm}$$

- **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 40\text{cm}$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 40\text{ cm}$.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 5,6\text{cm}$$

Donc :

$b = 60\text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5,6\text{m}$

$$\Rightarrow 37,33\text{cm} < h_{N1} < 56\text{cm}$$

On prend : $h_{N1} = 50\text{ cm}$.

Chapitre VII : Etude de fondation

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_2 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1983.43\text{kN}$)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du rdc (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 50.08 \text{ cm}$

-on prend : h=70cm

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=11496.76\text{MPa}$).

b: Largeur de la semelle $b=(60 \text{ cm})$

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura :

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=40000 [\text{KN/m}^3]$.

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5600}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 98.9\text{cm} \Rightarrow h_2 = 100\text{cm}$$

Chapitre VII : Etude de fondation

➤ Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier h = 40cm
- Les dimensions de la nervure

$$\begin{cases} h_n = 120 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :

Tableau VII.3 : caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
12.58	18.21	29213.60	51281.71

a. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre,.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS.

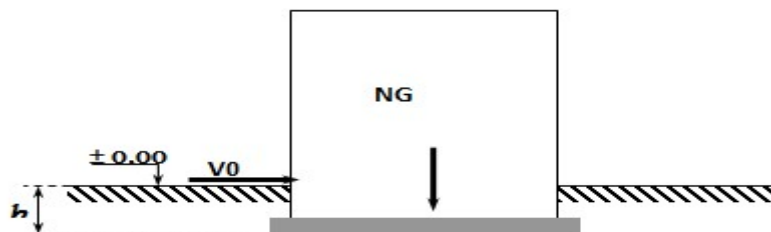


Figure VII.4 : Schéma statique du bâtiment.

- Sens xx :

$$M_0 = 150661.32 \text{ kNm};$$

Chapitre VII : Etude de fondation

$$V_0=6386.72 \text{ kN};$$

$$N= N_1 (\text{structure}) + N_2 (\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_{1ser}=75562.72 \text{ KN.}$$

$$N_2=\rho_b \cdot S \cdot h=25 \times 1.2 \times 625.23=18756.6 \text{ kN}$$

Donc :

$$N=94319.32 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h=2 \text{ m.}$

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

$$M_R=150661.32+(6386.72 \times 2) = 163434.76 \text{ kN.m}$$

$$M_s=N \cdot x_G=1186537.04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R}=7.26 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens yy:**

$$N=94319.32 \text{ KN.}$$

$$M_0=114375.41 \text{ KNm}; V_0=6439.24 \text{ KN}$$

Donc: $M_R=127253.89 \text{ KN.m}$

$$M_s=N \cdot y_G=1717554.81 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R}=13.49 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

$$\text{In-situ et au laboratoire : } \bar{\sigma}_{sol}=250 \text{ kN/m}^2$$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

On doit vérifier que :

Chapitre VII : Etude de fondation

2. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{\max}}{I}$$

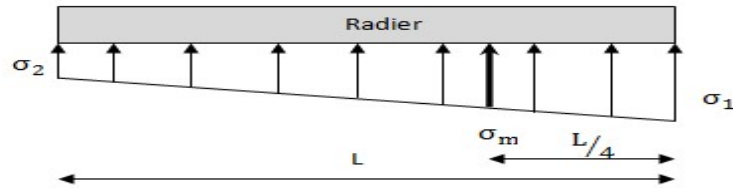


Figure VII.5 : Contraintes sous le radier

Il faut que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.50 \times \sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

σ_m (à $L/4$) : Reste toujours inférieur à $1.33 \times \sigma_{sol} = 397.5 \text{ kN/m}^2$

Avec :

$$I_{xx} = 29213.60 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 51281.71 \text{ m}^4$$

- ELU :

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 98927.36 + 1.35 \times 18756.6$$

$$N_u = 124248.77 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

($M_{Rx} = 163434.76 \text{ KN.m}$; $M_{Ry} = 127253.89 \text{ KN.m}$).

Tableau VII.4: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	279.95	117.49	239.33
Sens y-y	230.71	166.74	2214.71
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5$

Chapitre VII : Etude de fondation

➤ Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• ELS:

$$N_{ser}=75562.72\text{KN}$$

Tableau VII.4: contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	202.08	39.62	161.45
Sens y-y	152.84	88.87	136.84
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$

• Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

ELS :

VI.3.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 120 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

-

a. Ferrailage de la table du Radier :

1. Détermination des efforts :

$$\text{Si } 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$$

Chapitre VII : Etude de fondation

La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appui de rive)
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (autre appuis)

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_x = 0,75 M_x$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

Valeur de la pression sous radier :

ELS :

2. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v.

v: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié

99 "

Chapitre VII : Etude de fondation

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4,7m ; L_y = 5,6m$

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,7}{5,6} = 0,83 \leq 1,0 \Rightarrow$$

Alors : la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	$M_{a(rive)}$ (kNm)	$M_{a(inter)}$ (kNm)
4,7	5,6	0,83	0,0528	0,6494	239.33	279.14	237.269	181.27	154.07	83.74	139.57

Tableau VII.7: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	$M_{a(rive)}$ (kNm)	$M_{a(inter)}$ (kNm)
4,7	5,6	0,83	0,0596	0,7518	161.45	212.55	180.67	159.79	135.82	63.76	106.27

4. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2,4\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 17\text{MPa} ;$$

$$f_c = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 40\text{cm} ;$$

$$d = 0,9h = 36\text{cm}, \text{ fissuration non préjudiciable.}$$

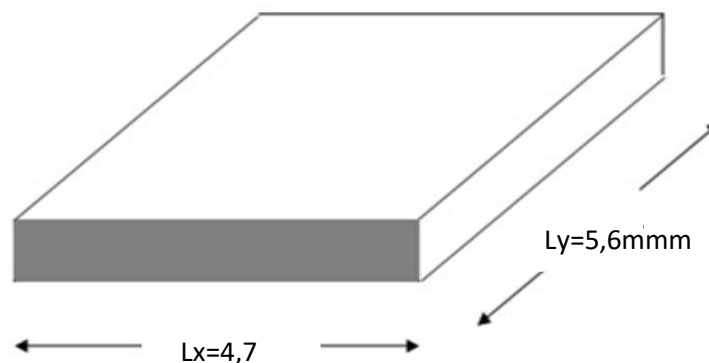


Figure VII.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Chapitre VII : Etude de fondation

Tableau VII.8: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	Mu(kN.m)	M	a	z	as	choix	as	st
travée	x-x	237.27	0.107	0.14	33.94	16.06	8T16	16.08	15
	y-y	154.07	0.069	0.09	34.69	10.20	7T14	10.77	15
appui ^{rive}	x-x	83.74	0.038	0.048	35.30	5.45	5T12	5.65	20
	y-y								
appui ^{inter}	x-x	139.57	0.063	0.08	34.82	9.21	7T14	10.77	20
	y-y								

➤ **Espacement :**

➤ En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{8} = 12,5cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$ esp=15cm

Sens y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14.28cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$
esp=15cm

➤ En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$
esp=20cm

Sens y-y : $esp = \frac{100}{7} = 14.28cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$
esp=20cm

- **V\acute{e}rifications n\acute{e}cessaires :**

➤ **Condition de non fragilit\acute{e} :**

➤ $A_{s\ min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 cm^2 < 5,65 cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$

V\acute{e}rification des contraintes \`a l'ELS :

Tableau VII.9 : V\acute{e}rification des contraintes (radier).

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	V\acute{e}rification
Trav\acute{e}e	x-x	180.67	16.06	7.51	18	89.8	250	V\acute{e}rifi\acute{e}
	y-y	135.82	10.77	6.95	18	79.9	250	V\acute{e}rifi\acute{e}
Appuis	x-x	106.27	10.77	5.44	18	62.6	250	V\acute{e}rifi\acute{e}
	y-y	106.27	10.77	5.44	18	62.6	250	V\acute{e}rifi\acute{e}

Chapitre VII : Etude de fondation

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

VII.3.4 Ferrailage Des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 60\text{cm} ; h = 120\text{cm} ; d = 108\text{cm} .$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,5\%b.h$$

$$\text{Alors : } A_{s \text{ min}} = 36 \text{ cm}^2$$

- **Sens porteur (y-y) :**

$$L = 5,6\text{m} ; q_u = 239,33\text{kN/ml} .$$

Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures sens (Y-Y).

	M_0 (KNm)	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	938.17	797.44	0,067	0,086	104.25	17.58	12T14	18.47
Appuis	938.17	469.08	0.039	0.05	105.82	10.18	8T14	12.32

- **Sens non porteur (x-x) :**

$$L = 4,7\text{m} ; q_u = 239,33\text{kN/ml}$$

Tableau VII.13 : Ferrailage des nervures sens (X-X)

	M_0 (KNm)	M_u (kNm)	μ	a	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	660.84	561.71	0.04	0.06	105.38	12.25	12T14	18.47
Appuis	660.84	330.42	0.027	0.035	106.47	7.13	6T14	9.29

a. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

Chapitre VII : Etude de fondation

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Nous avons : $q_{\text{ser}} = 134.37 \text{ kN/ml}$

Tableau VII.14: Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	M_0 (KNm)	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	445.80	378.93	17.75	3.43	18	47.3	250	Vérifier
	y-y	632.88	537.94	17.75	4.87	18	67.2	250	Vérifier
Appuis	x-x	445.80	222.9	10.05	2.7	18	36.4	250	Vérifier
	y-y	632.88	316.44	12.1	3.49	18	47.4	250	Vérifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{239.33 \times 5.6}{2} = 670.124 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{670.124 \times 10^3}{600 \times 1080} = 1.03 < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de fondation

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.6\text{cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=1,0.3\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $b=60\text{cm}$; $d=135\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2.7\text{cm}^2$$

On prend : 4T10=3.14cm²

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

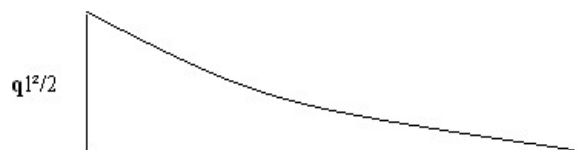
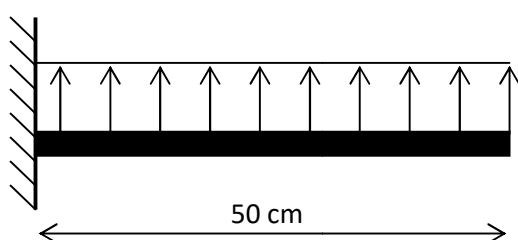
Leur section est au moins 3cm² /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=150 cm).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0.7 = 2.1\text{cm}^2$$

On opte : 2T12 =2.26cm²

VII.3.5 Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.



Chapitre VII : Etude de fondation

Figure VII.9: Schéma statique du débord

Figure VII.10: Diagramme des Moments.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

E.L.U : $q_u = 239.33 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 161.45 \text{ kN/ml}$ —→ Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• E.L.U : $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 29.91 \text{ KN.m}$
 $T_u = -q_u \cdot L = -119.66 \text{ KN}$

• E.L.S : $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 20.18 \text{ kN.m}$
 $T_{ser} = -q_{ser} \cdot L = -80.72 \text{ KN}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $h = 50 \text{ cm}$, $d = 45 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Tableau. VI.17 : Ferrailage du débord

$M_u(\text{kNm})$	μ	a	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
29.91	0.008	0.01	44.80	1.53	5T16	10.05

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,96 \text{ cm}^2 < 10.05 \text{ vérifiée.}$$

esp=25cm .

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12=4.52 cm²,

S_T=15cm.

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

Chapitre VII : Etude de fondation

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u \cdot L = 239.33 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{239.33 \times 10^3}{100 \times 4500} = 0.531 < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = 161.45 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = 20.18 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

Fissuration préjudiciable...

Tableau. VII.18: Vérification des contraintes du débord

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
20.18	10.05	0.75	18	8.86	250	OK

VII.4. Etude du voile périphérique :

VII.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Chapitre VII : Etude de fondation

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
 - ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
- Avec : $B=15\text{ cm}$ (Section du voile).

VII.4.3. Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

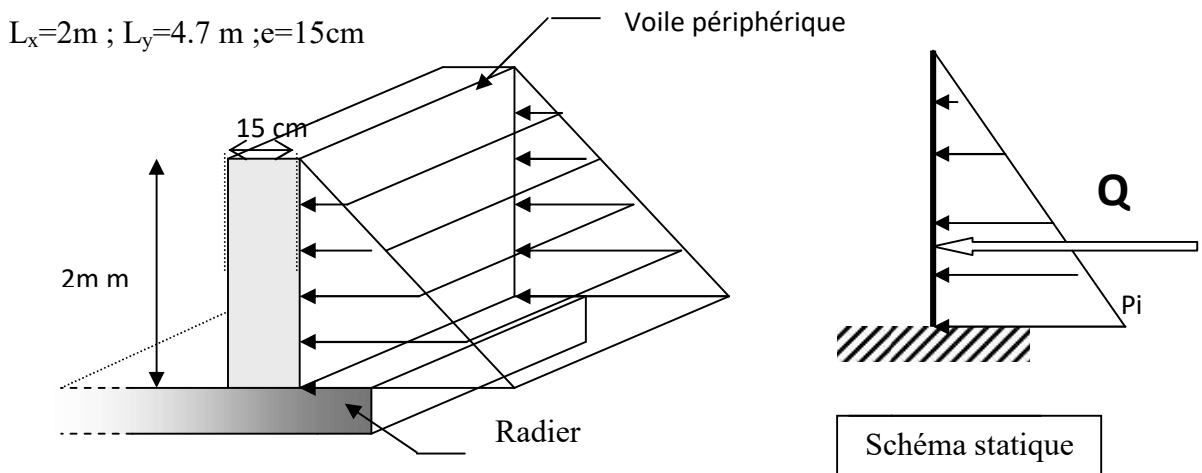


Figure VII.11 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par

$$Q = A. \gamma. H$$

Avec :

Chapitre VII : Etude de fondation

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 25,0kN/m^3$).
- H : hauteur du voile ($H = 2m$).

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$$\varphi = 12^\circ$$

$$\varphi = 12^\circ \Rightarrow Af(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,68$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 34 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 45.9 \text{ kN/ml}$$

3.Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1075 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 19.73 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,93 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 16.77 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4.19 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 9.86 \text{ kNm}$$

➤ Calcul du Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.19 : Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M_u (kNm)	M	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	16.77	0.054	0	0.069	13.12	2.93	6T10	4,71	15
	y-y	4.19	0.013	0	0.017	13.14	0.71	6T8	3,02	15

Chapitre VII : Etude de fondation

Appuis	x-x	9.86	0.031	0	0.04	13.28	1.70	6T8	3,8	25
	y-y									

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,49cm^2 < 4,71cm^2 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

b. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{\min} = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 cm^2 < 4,71cm^2 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 49,60kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 30,6kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 49,6kN$$

$$\tau_u = \frac{49,6 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,36MPa < 1,5MPa \dots\dots\dots\text{Vérifier}$$

d. Vérification à l'ELS :

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 34kN/ml$$

$$\mu_x = 0,1098$$

$$\mu_y = 0,300$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 14,93kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,48kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,69kNm$$

Chapitre VII : Etude de fondation

$$M_{ty}=0,85M_y=3,80\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=7,46\text{kN}$$

2. Vérification des contraintes :

$$\text{Il faut vérifier que: } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII.20: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	12,69	4,71	3,72	8473,52	5.55	18	219,92	250	Oui
	y-y	3.80	3,02	3,07	5892,43	1.97	18	100.89	250	Oui
Appuis	x-x	7,46	3,14	3,13	6087,12	3,83	18	190.63	250	Oui
	y-y									

Figure VI.1 : semelles isolée sous poteaux

Figure VI.2 : Semelles filantes

Figure VI.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

Figure VI.4 : Schéma statique du bâtiment

Figure VI.5 : Contraintes sous le radie

Figure VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

Figure VI.7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

Figure VI.8 :

Figure VI.9 : Schéma statique du débord

Figure VI.10 : Diagramme des Moments.

Figure VI.11 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

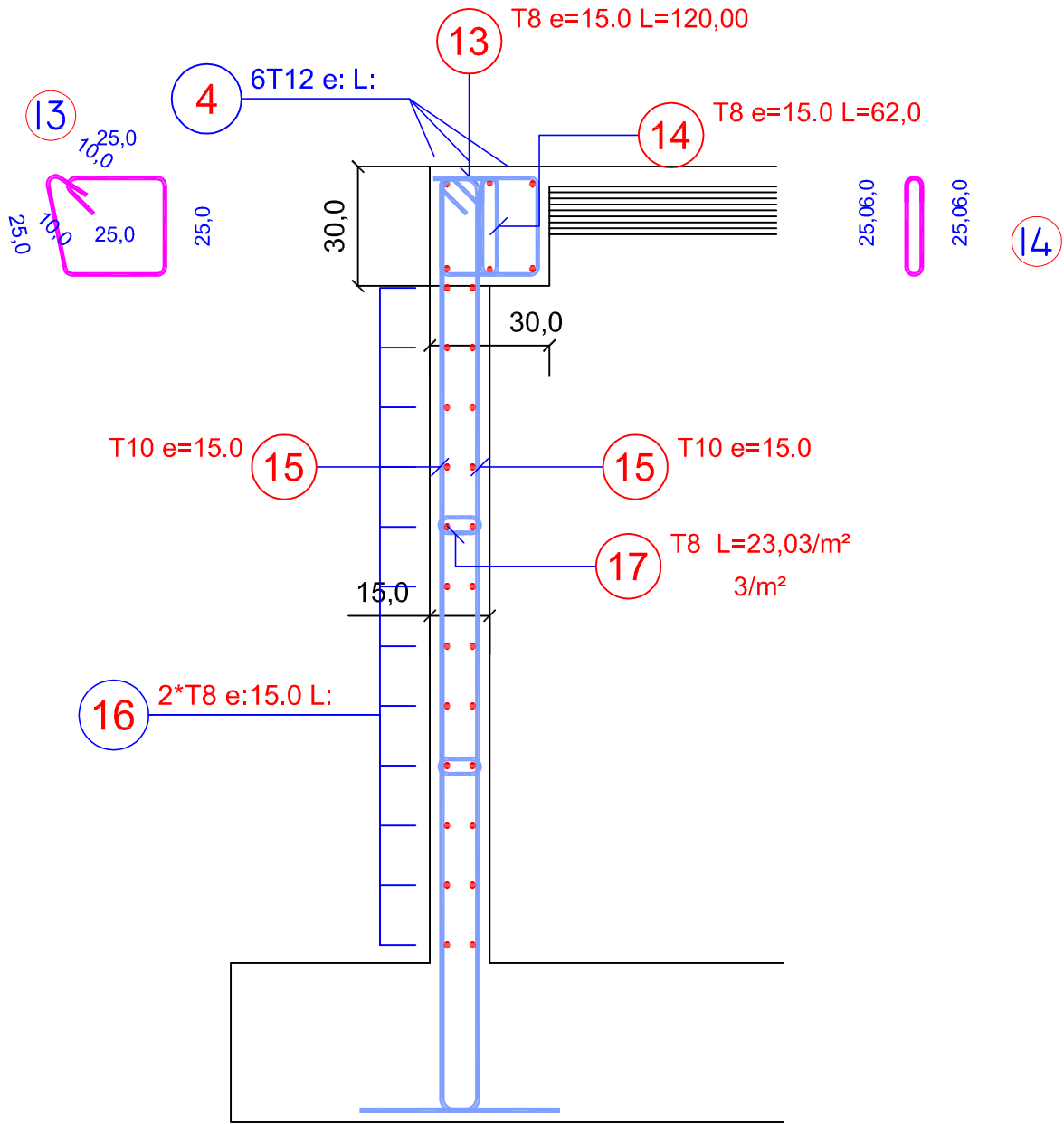
Liste des symboles

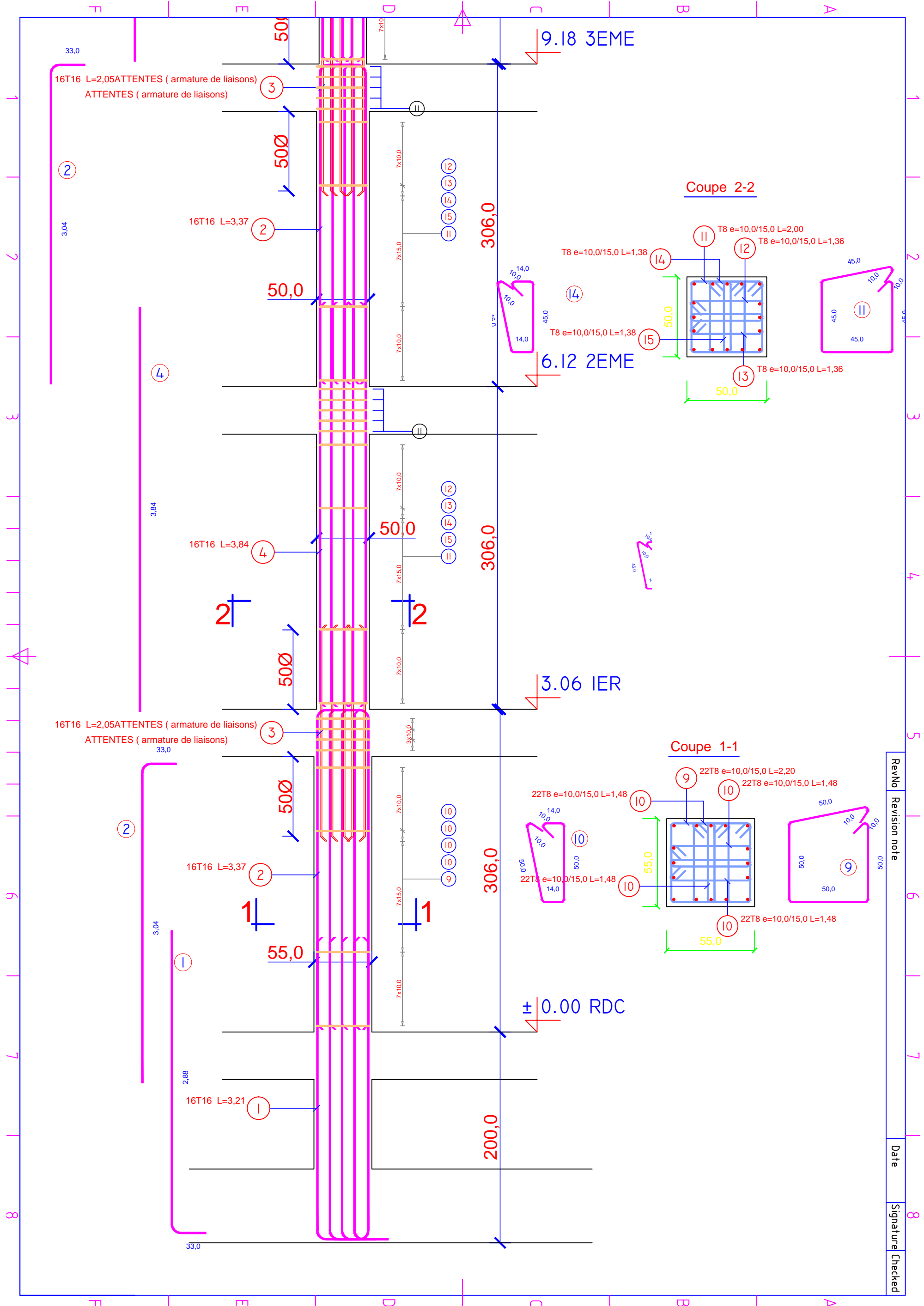
- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.

Liste des symboles

- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

voile périphérique





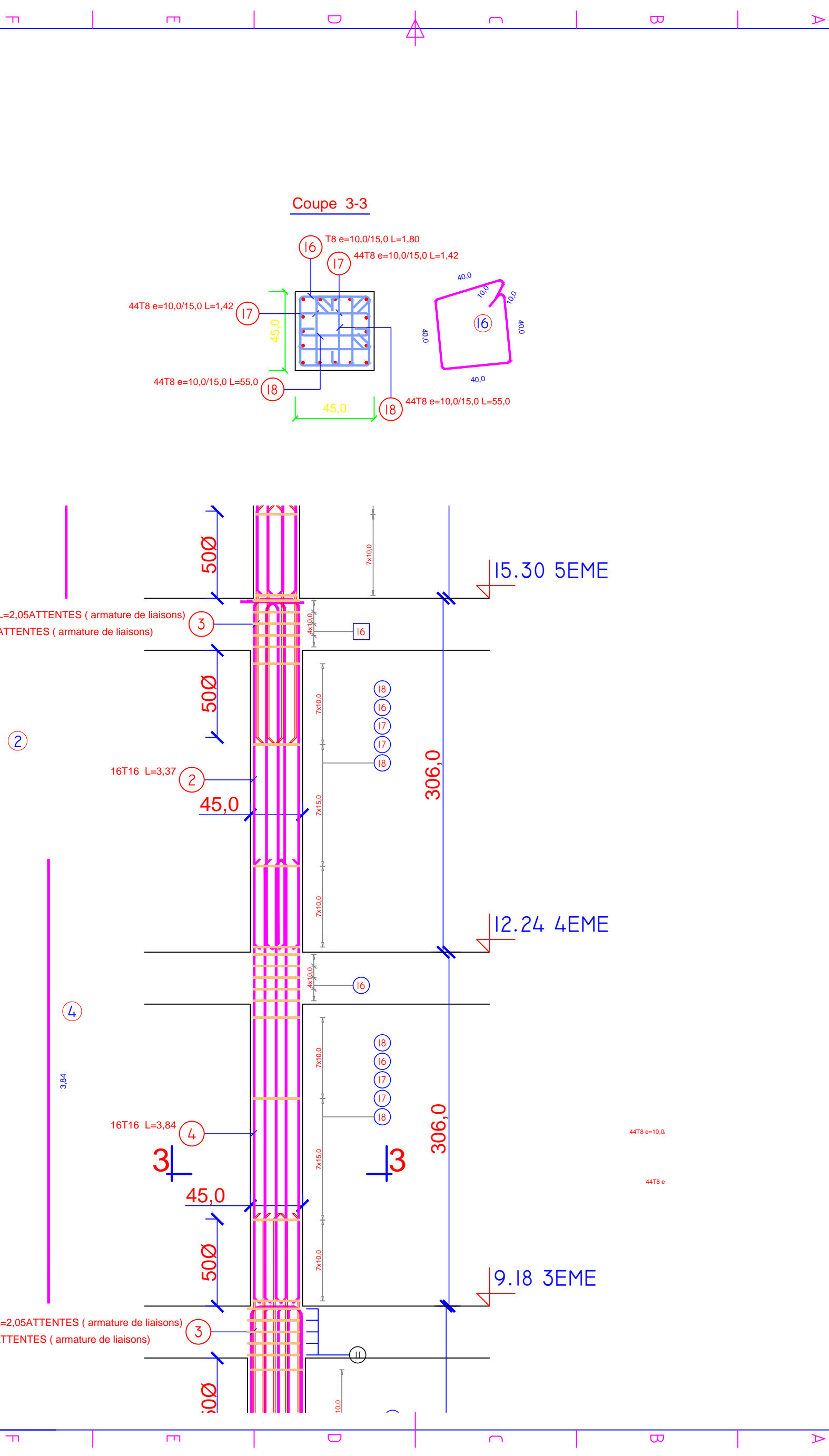
16T16 L=2,05ATTENTES (armature de liaisons)
ATTENTES (armature de liaisons)

16T16 L=2,05ATTENTES (armature de liaisons)
ATTENTES (armature de liaisons)

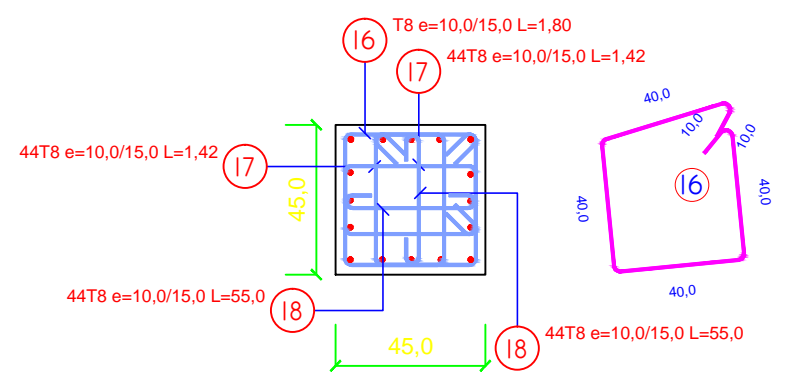
Coupe 2-2

Coupe 1-1

RevNo	Revision note	Date	Signature	Checked



Coupe 3-3



16T16 L=2,05ATTENTES (armature de liaisons)
ATTENTES (armature de liaisons)

16T16 L=3,37

16T16 L=3,84

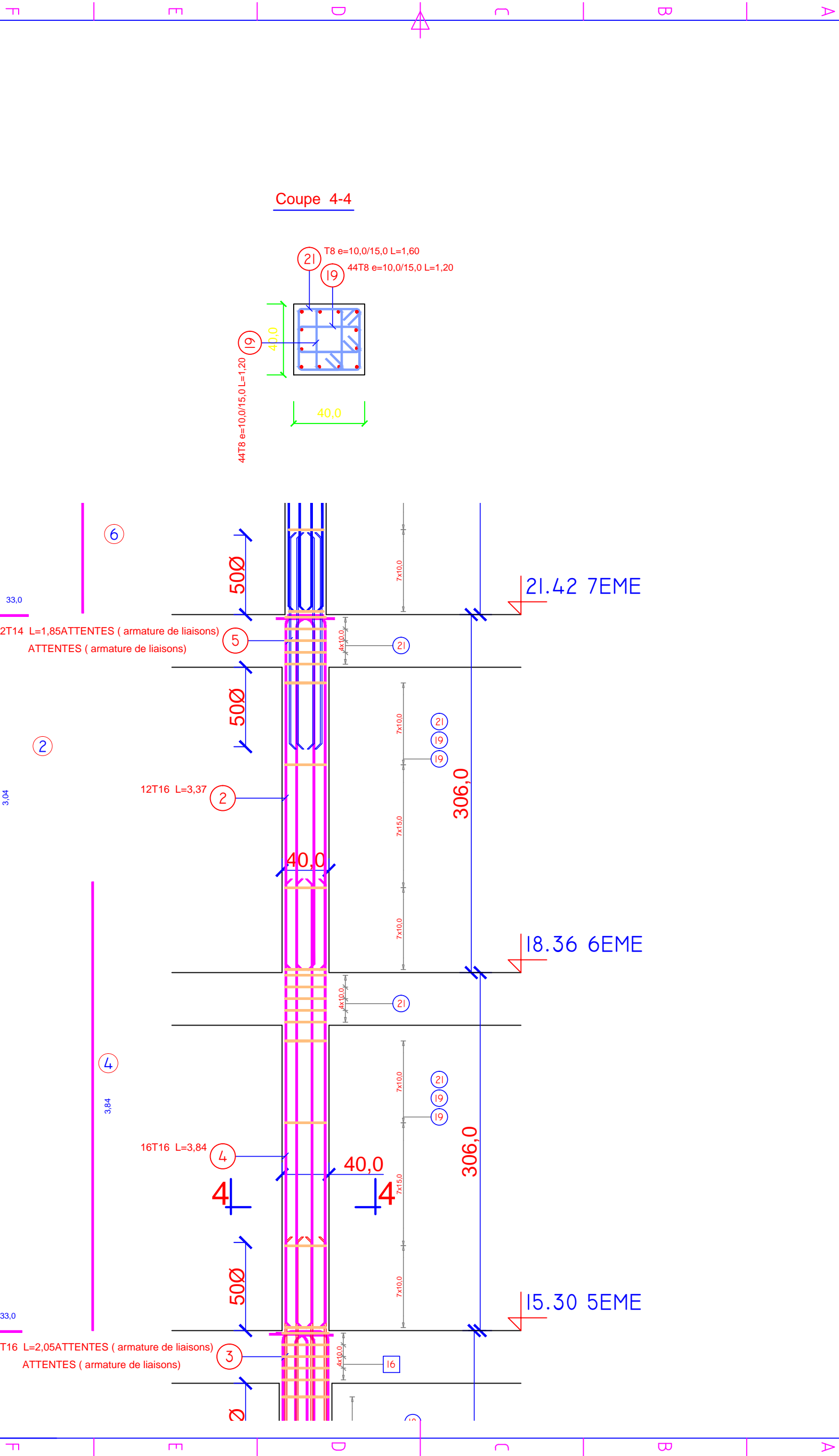
16T16 L=2,05ATTENTES (armature de liaisons)
ATTENTES (armature de liaisons)

15.30 5EME

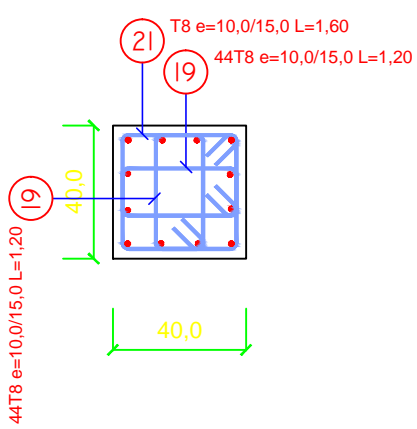
12.24 4EME

9.18 3EME

RevNo	Revision note
Date	Signature Checked



Coupe 4-4



12T14 L=1,85ATTENTES (armature de liaisons)
ATTENTES (armature de liaisons)

12T16 L=3,37

16T16 L=3,84

16T16 L=2,05ATTENTES (armature de liaisons)
ATTENTES (armature de liaisons)

21.42 7EME

18.36 6EME

15.30 5EME

RevNo	Revision note	Date	Signature	Checked

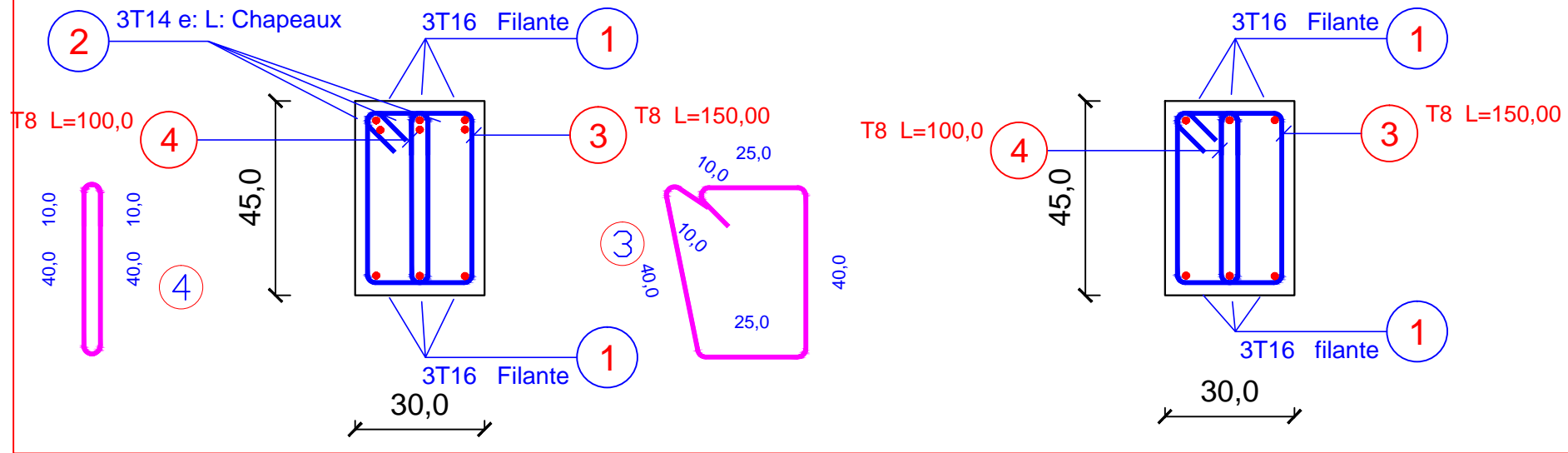
Ferrailage des Poutres BLOC R+9

Etage Courant

En appuis

Poutre 30*45

En Travées

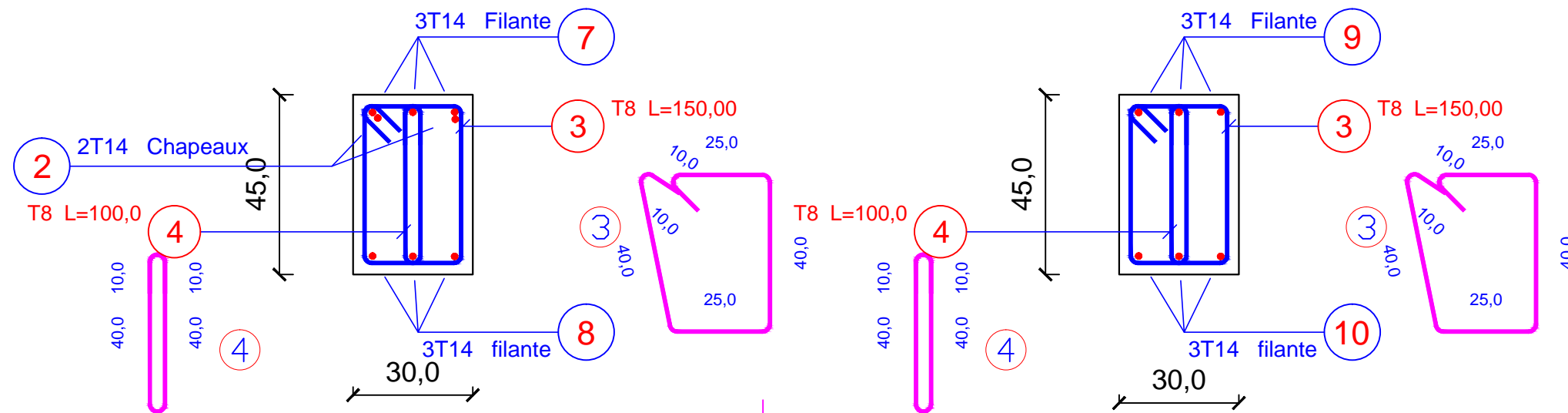


Etage Terrasse

En appuis

Poutre 30*45

En Travée

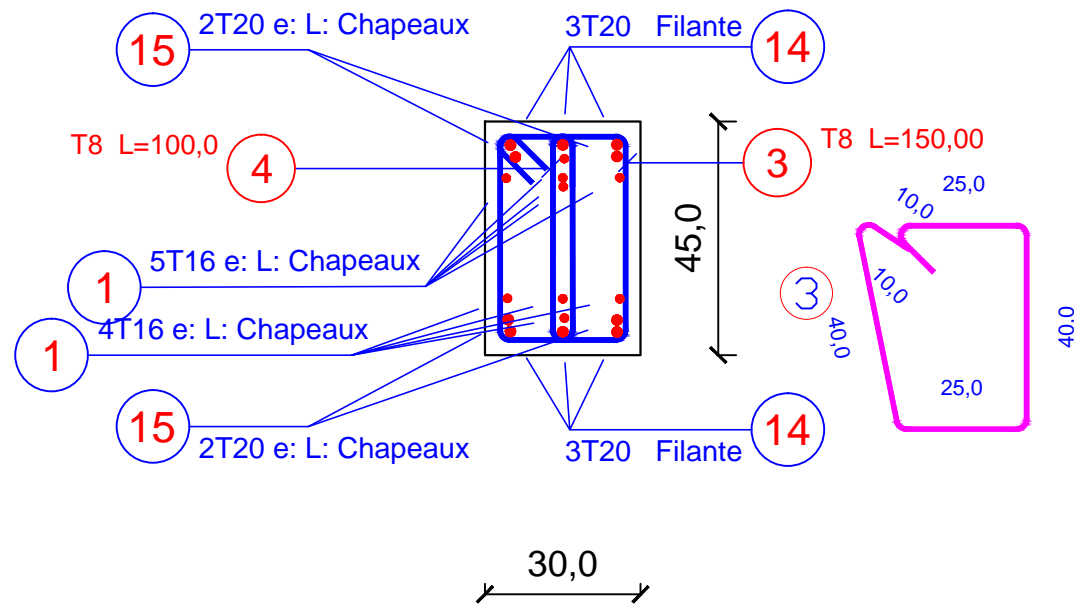


Ferrailage des Poutres BLOC R+9

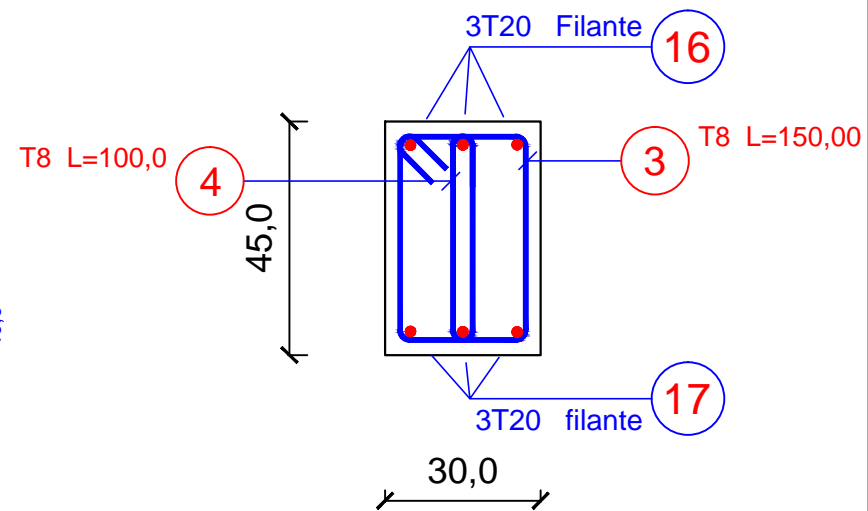
Etage Courant

Poutre avec about de voile

En appuis



En Travées

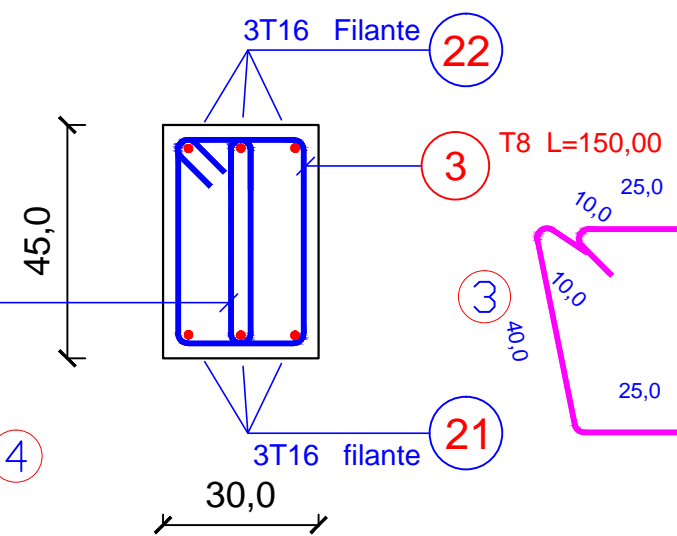
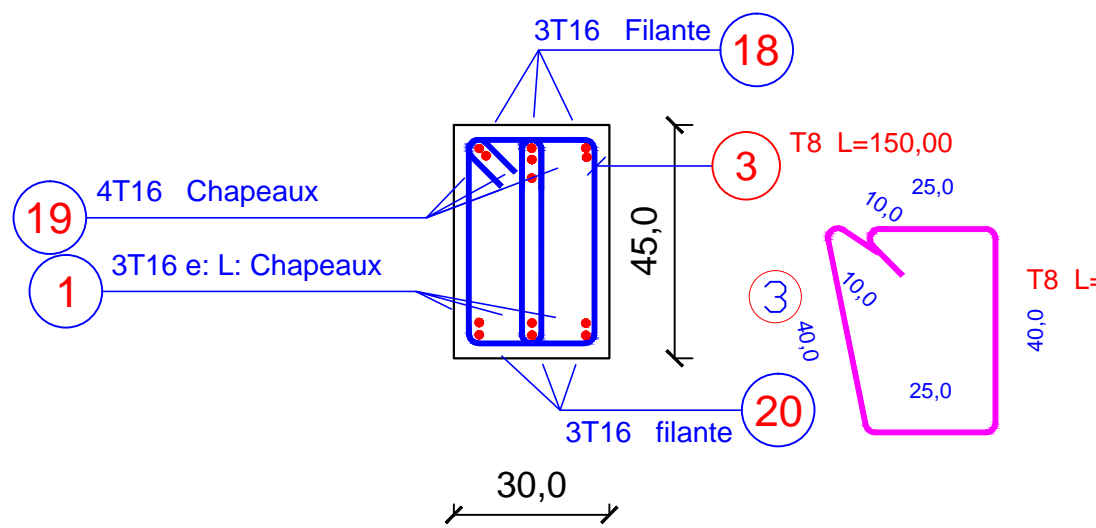


Etage Terrasse

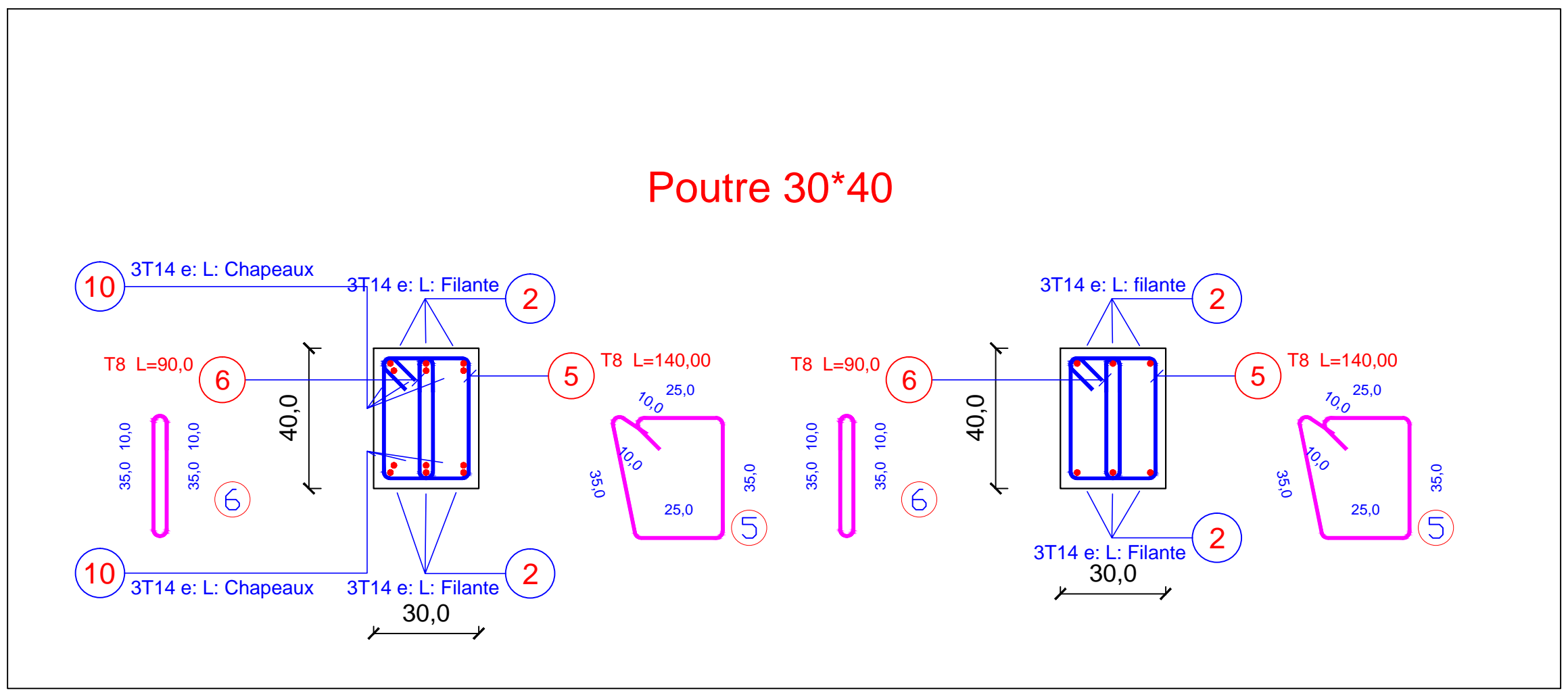
En appuis

Poutre 30*45

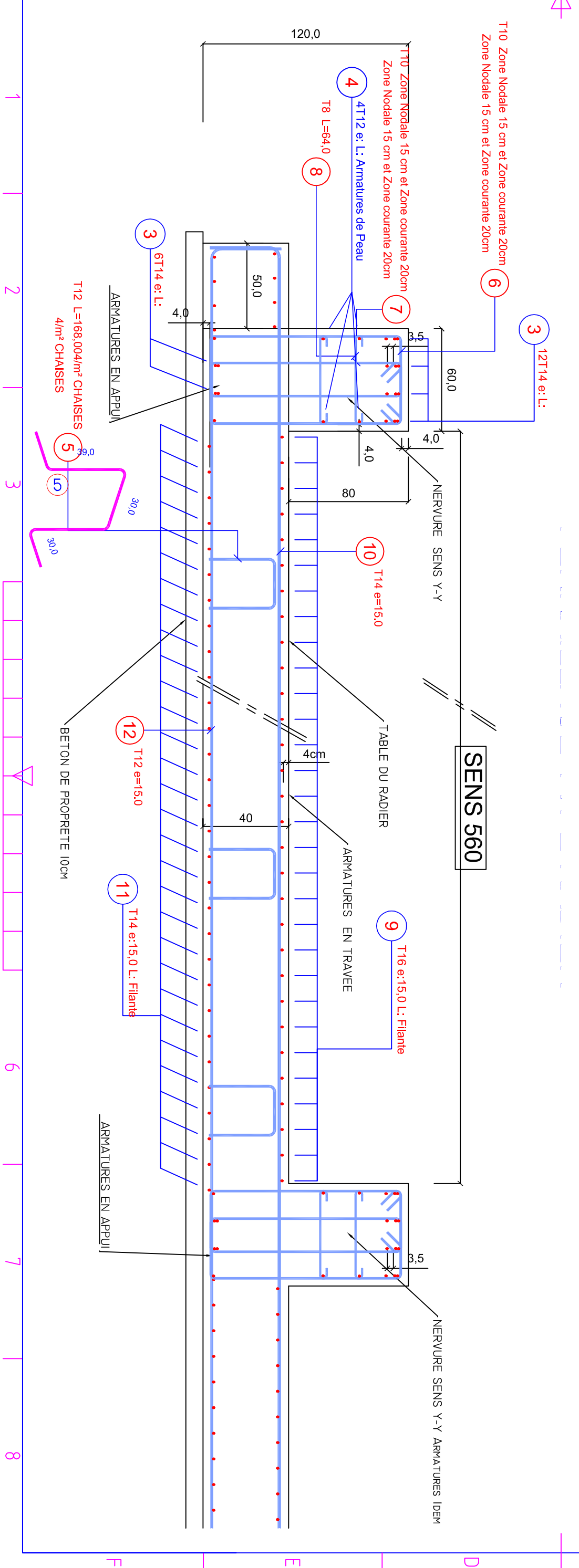
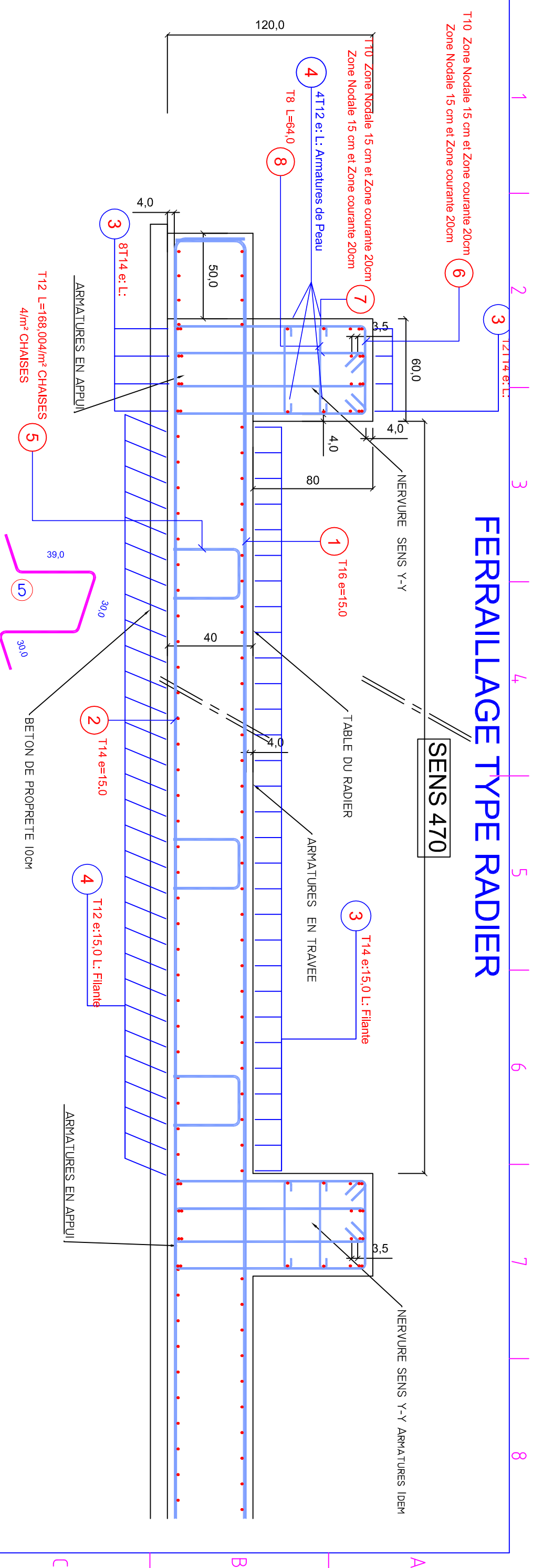
En Travée



Poutre 30*40



FERRAILLAGE TYPE RADIER



Références bibliographiques

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] :**BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] :**RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] :**CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)

➤ **Logiciels :**

- ETABS.18.1Analyse des structures
- AUTOCAD structural detailing 2020..... Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2018..... Traitement du texte.
- ROBOT EXPERT... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple