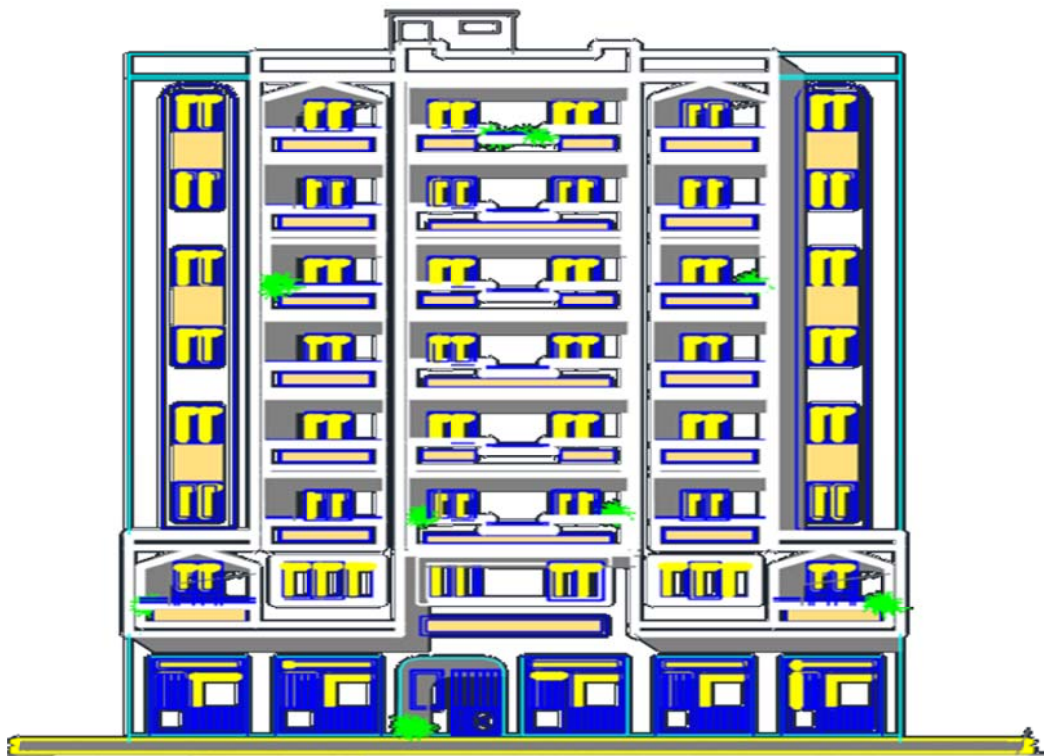


Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme master professionnel en génie civil.
Option : Construction Civile Et Industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment RDC+7 étages à usage multiple
Contreventé par portiques et voiles.



Etudié par:

Mr TAGUEMOUT Ahcene
M^{elle} BELHIRET Yasmina
M^{elle} ASMA Yasmina

Dirigé par: Mr BENYAHY Karim

Promotion: 2019/2020



Remerciement

Ce simple travail est réalisé grâce au bon Dieu qui nous a donné la force et l'apprentissage.

On remercie notre promoteur qui nous a illuminé notre chemin, et guidé jusqu'à la fin de notre mémoire.

Nos parents et nos amis nos proches ainsi que tous nos enseignants qui nous ont accompagné durant notre cursus universitaire et scolaire.

Dédicaces

***On dédie ce travail à nos très chers
parents.***

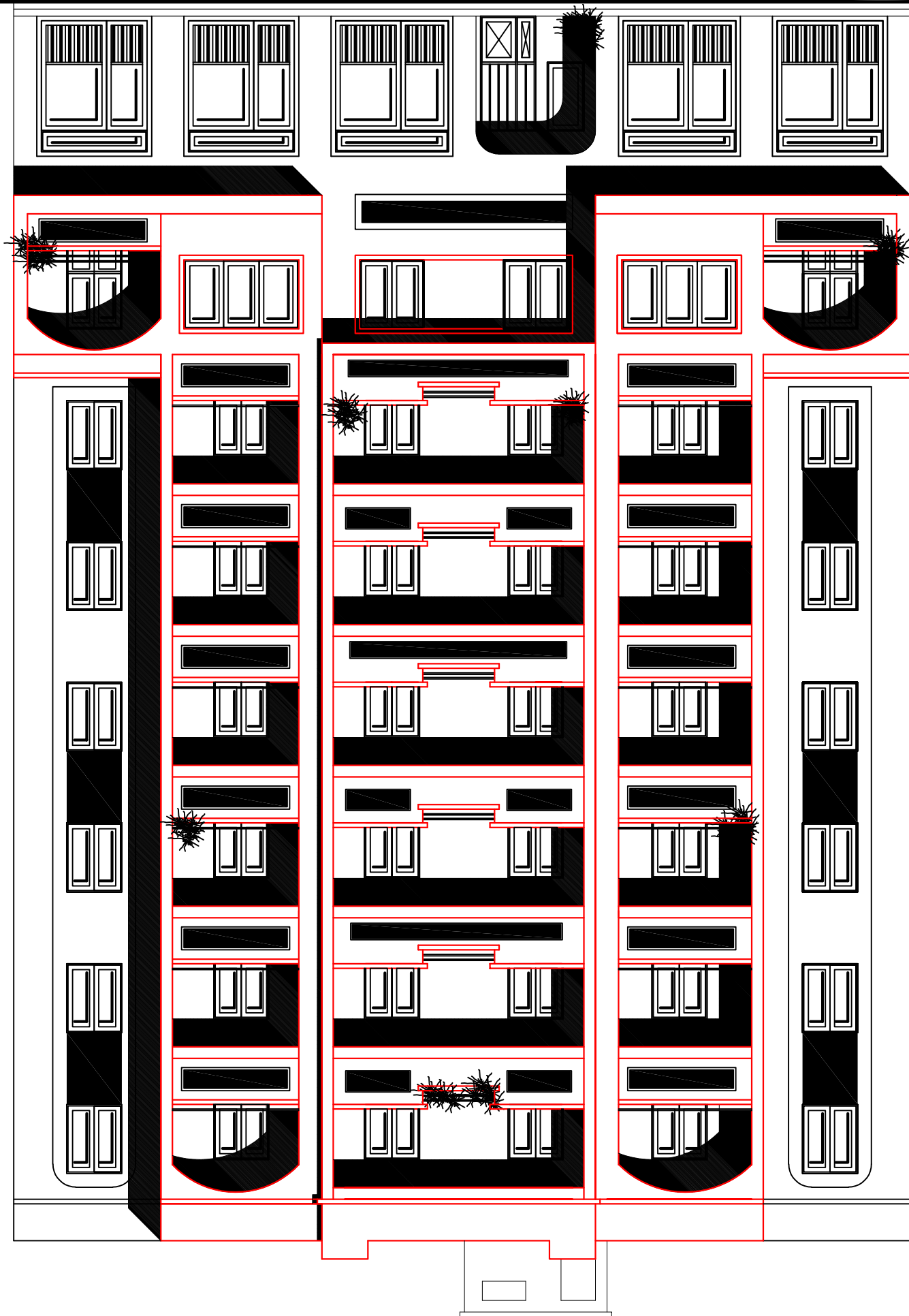
***Qui ont su être à nos côtés dans les moments difficiles sans
lesquels on n'aurait pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que
chaque instant de bonheur qu'ils nous ont procuré.***

***A nos chers amis tinhinane et Salim qui nous ont jamais laissé
tomber.***

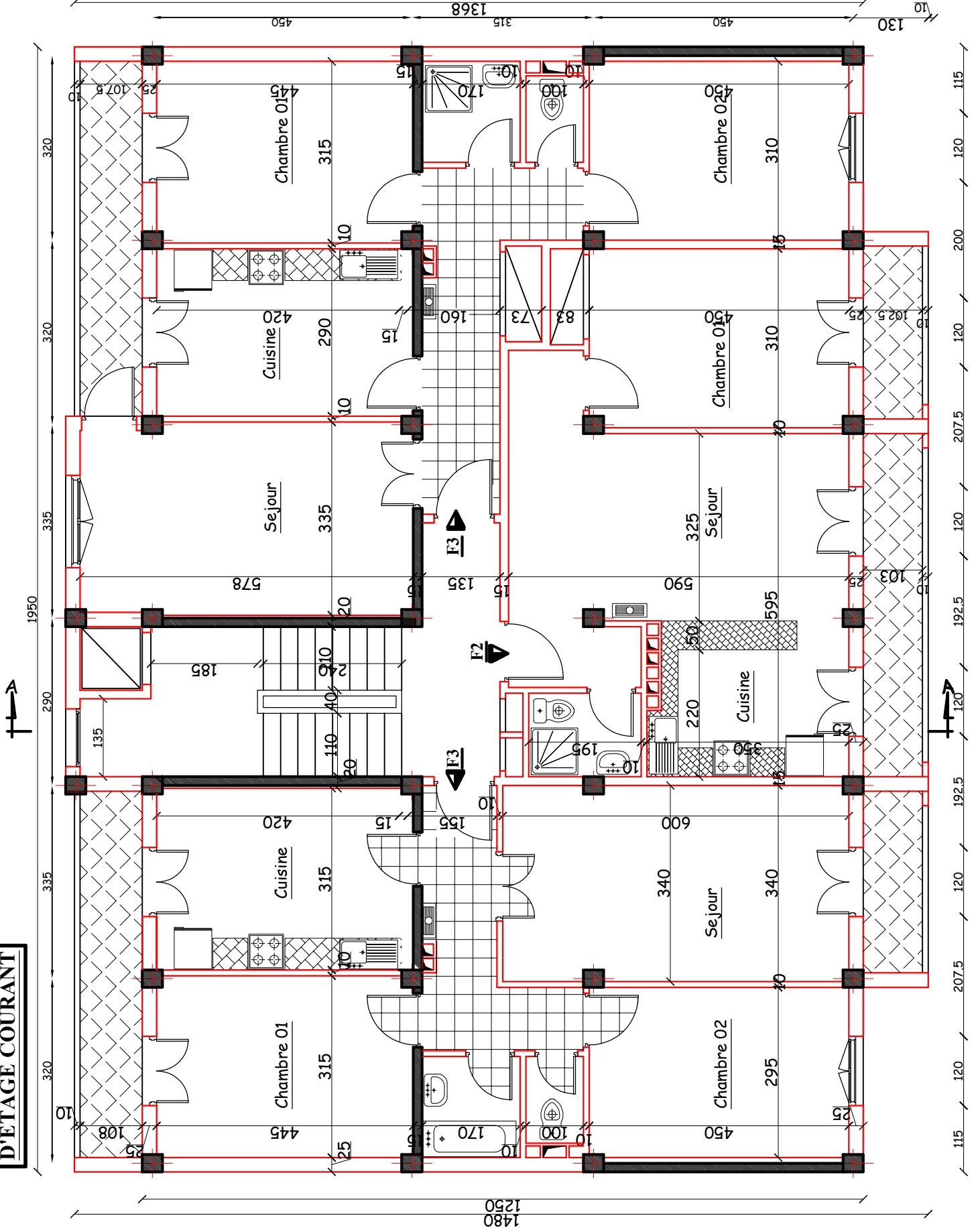
***A notre promoteur « Mr. BENYAHY Karim » qui nous a guidé
Et encouragé.***

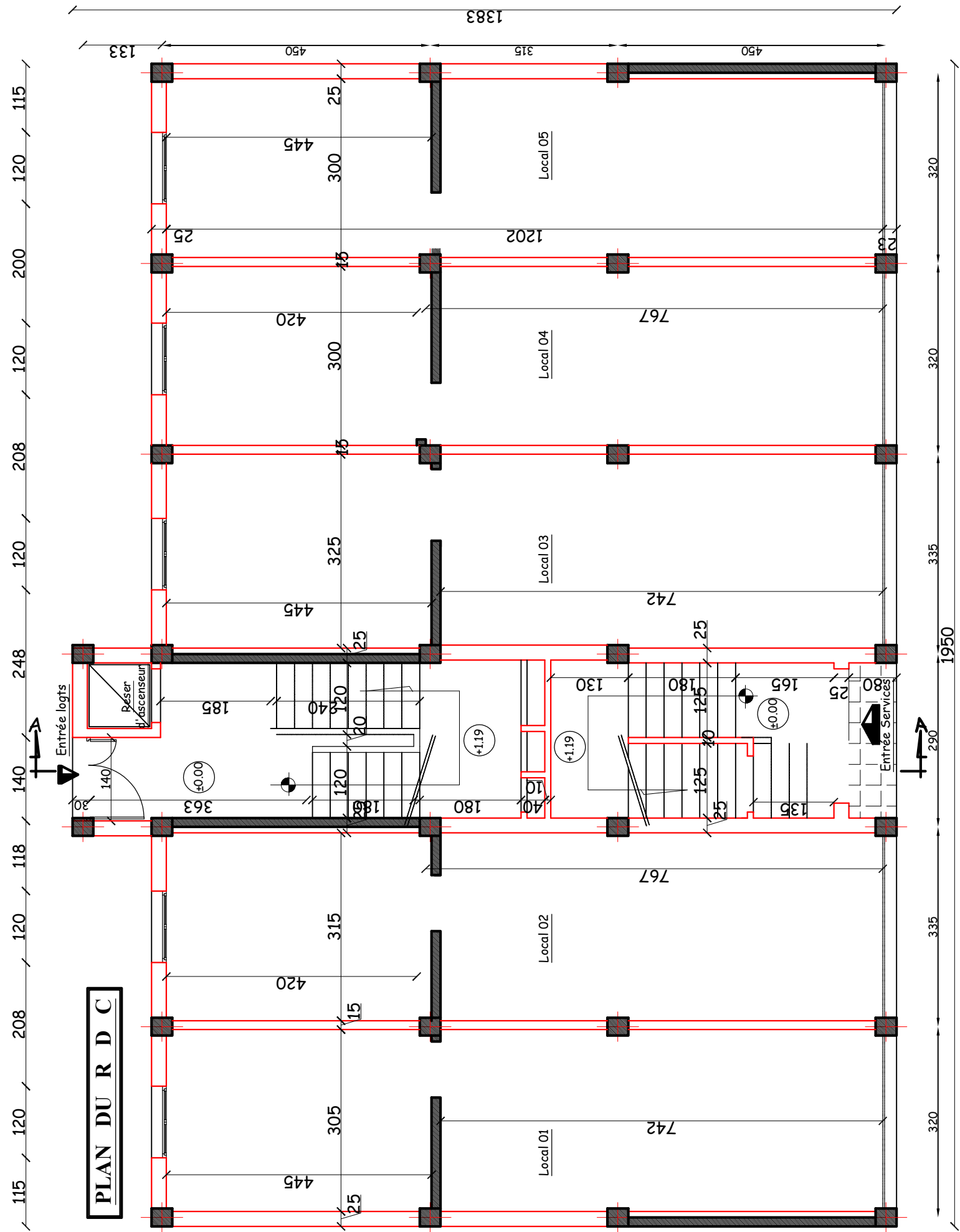


FACADE PRINCIPALE

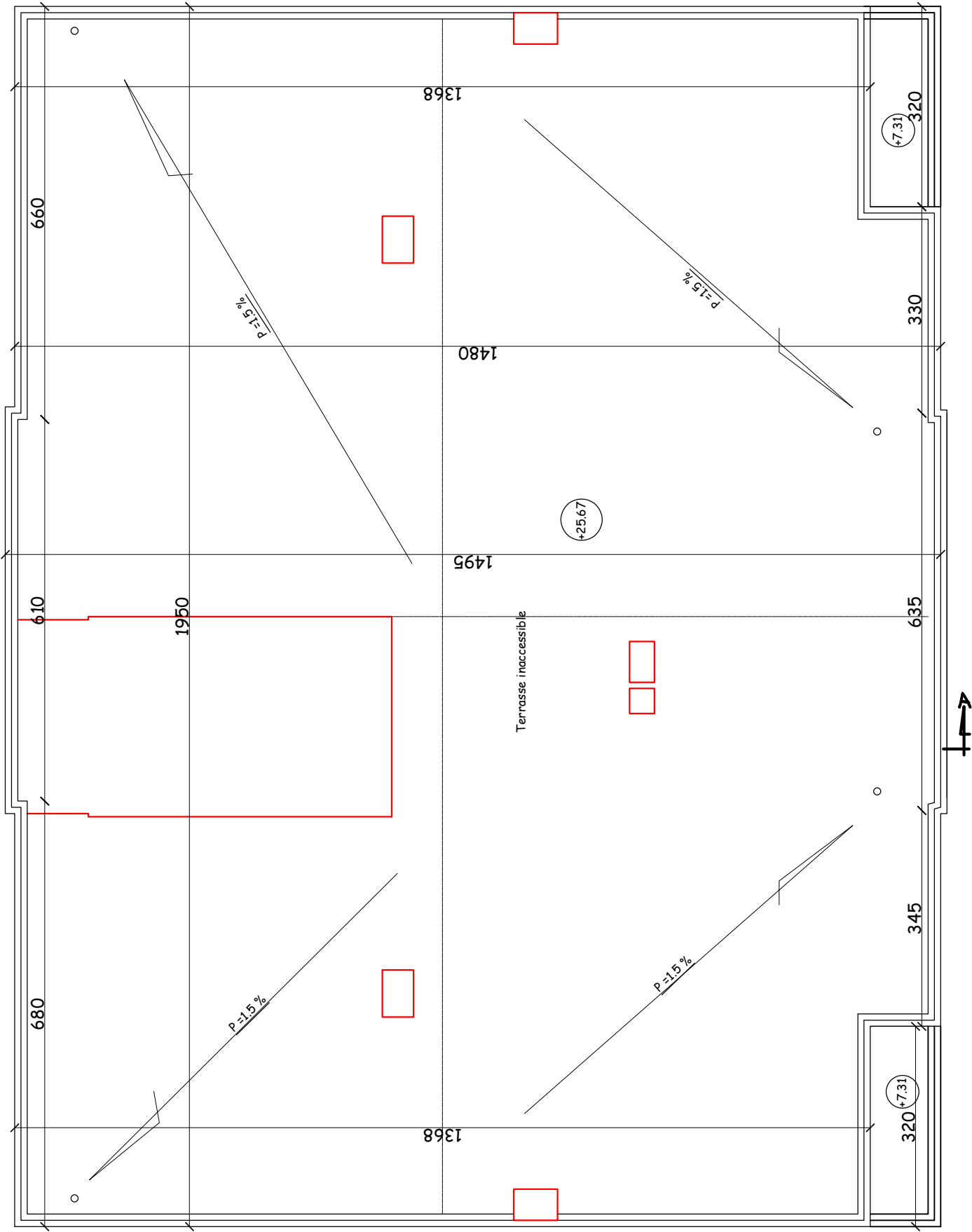


PLAN
D'ETAGE COURANT

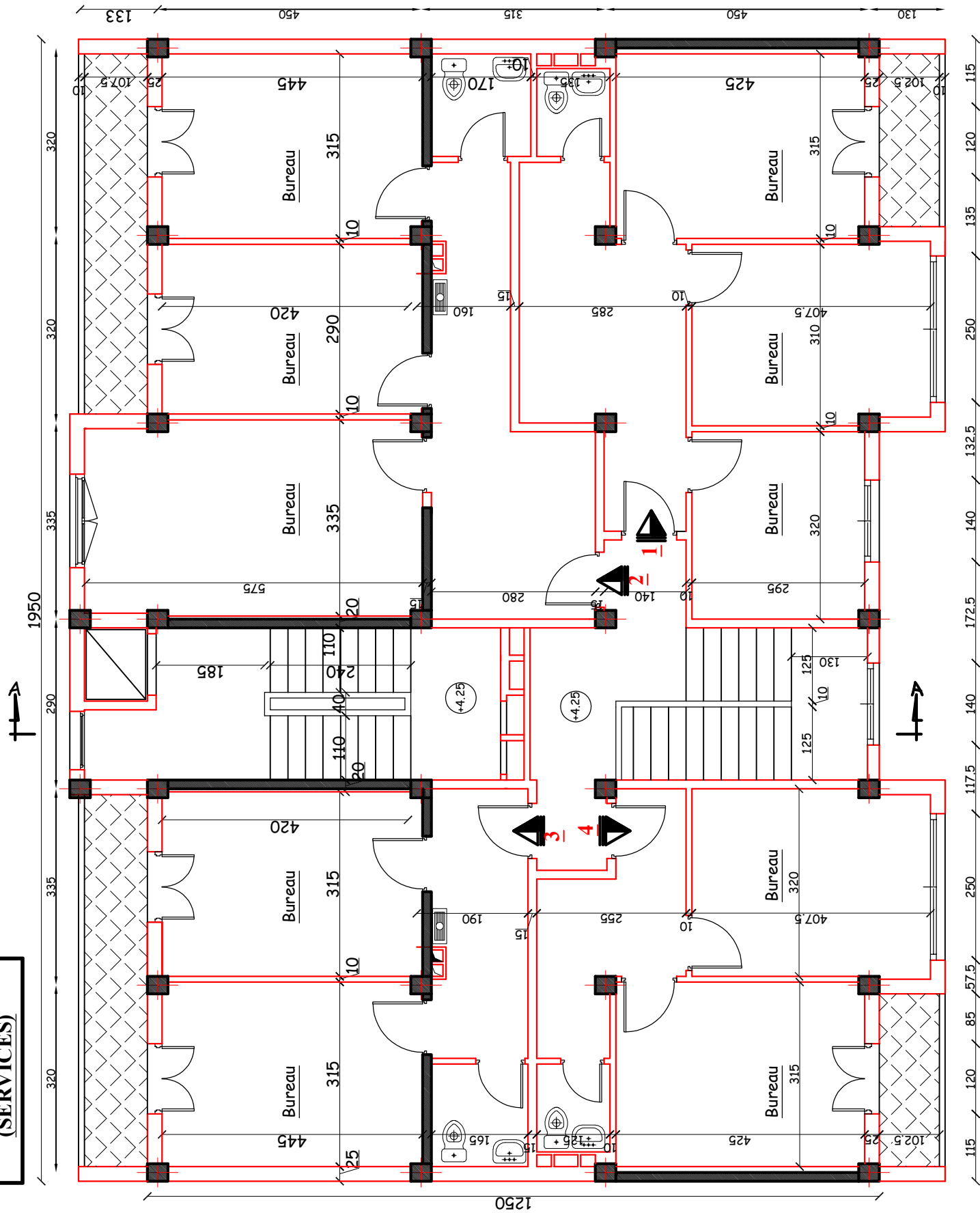




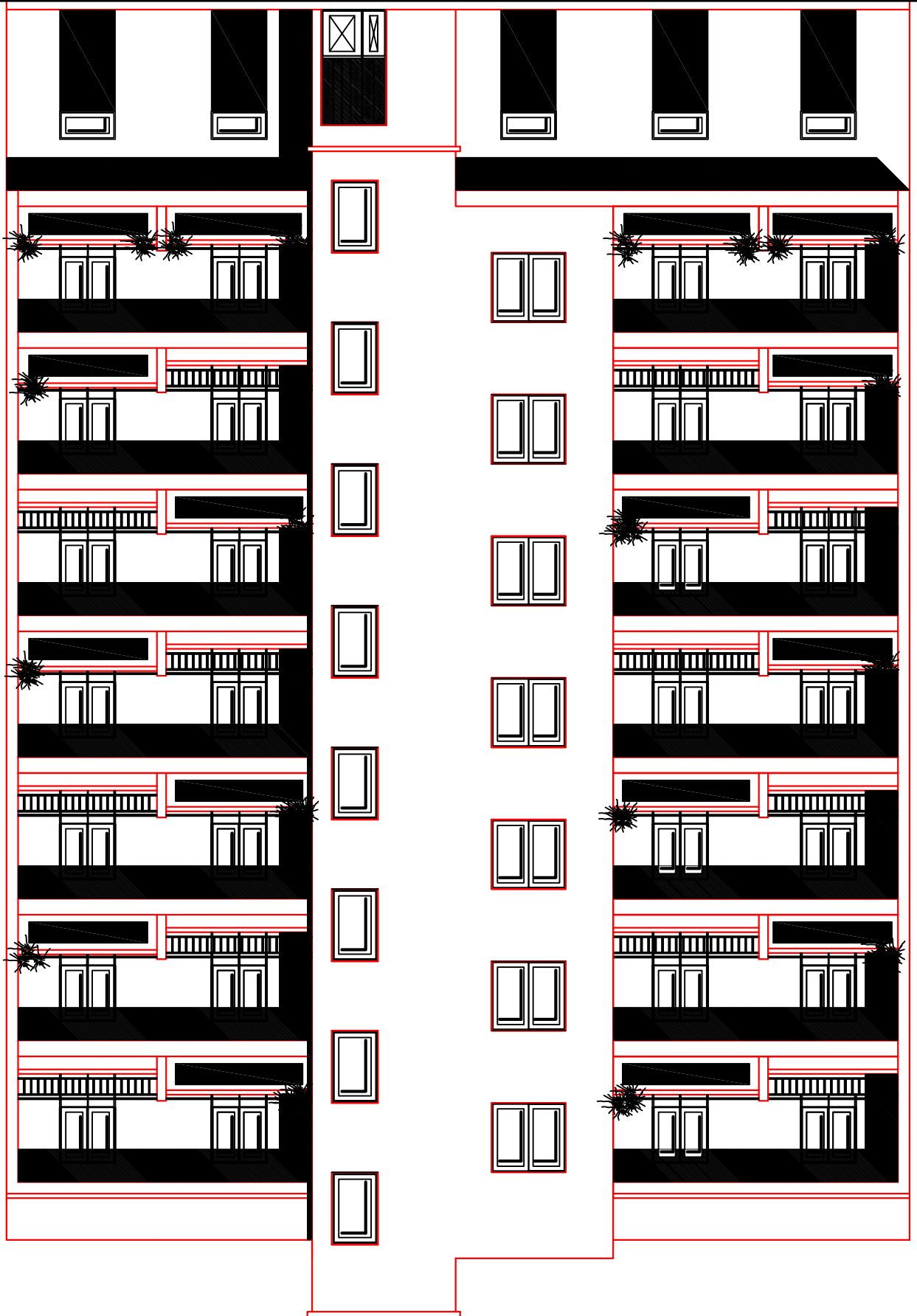
PLAN DE TOITURE



PLAN D'ETAGE 01
(SERVICES)



FACADE POSTERIEURE



Liste des figures

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU	5
Figure I.2 : Diagramme de contrainte- déformation du béton à l'ELS	6
Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation	9

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux	11
Figure II.2: La petite et la grande portée de la dalle	12
Figure II.3 : Dimensionnement de sections des poutres	15
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation	16
Figure II.5 : Coupes de voile	17
Figure II.6 : Section afférente d'un poteau sollicité	21
Figure II.7 : Coupe transversale de l'acrotère	26

Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux

Figure III.1 : Treillis soudé de (5x200x5x200)	28
Figure III.2 : Schéma statique de calcul de la poutrelle	29
Figure III.3 : Schéma statique de calcul du 1 ^{er} type de poutrelle à L'ELU	31
Figure III.4 : Schéma statique de calcul du 2 ^{ème} type de poutrelles à l'ELU	31
Figure III.5 : Schéma statique de calcul du 3 ^{ème} type de poutrelles à L'ELU	32
Figure III.6 : Schéma statique de calcul des moments aux appuis et en travées	35
Figure III.7 : Diagramme des moments à L'E.L.U	36
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	37
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU [KN.m].....	38
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissants a l'ELU [KN.m]	38
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	39
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU	39
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	39
Figure III.14 : Diagramme des moments a l'E.L.S	45
Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à L'E.L.S	45
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissants à L'ELS	46
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	46

Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissants à L'ELS	46
Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.....	47
Figure III.20 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	49
Figure III.21 : Schéma de l'escalier	51
Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU.....	54
Figure III.23 : Schéma statique	54
Figure III.24 : Schéma statique	55
Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants et moments à l'ELU	56
Figure III.26: Schéma statique de l'escalier a L'ELS	60
Figure III.27: Schéma statique	60
Figure III.28 : Schéma statique	61
Figure III.29: Diagramme des efforts tranchants et des moments aux appuis à L'ELS.....	62
Figure III.30: Plan de ferrailage de l'escalier.....	66
Figure III.31: Schéma statique de la poutre palière.....	67
Figure III.32 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière.....	69
Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	74
Figure III.34: Schéma statique du balcon.....	84
Figure III.35: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre	84
Figure III.36 : Plan de ferrailage du balcon.....	89
Figure III.37 : Coupe transversale de l'acrotère	90
Figure III.38. Diagrammes des efforts internes	91
Figure III.39. Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.....	93
Figure III.40: Ferrailage de l'acrotère	99

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Figure IV.41 : Modèle 3D de la structure	119
Figure IV.42 : Disposition des voiles sur plan.....	120
Figure IV.43: Disposition des voiles dans les différents étages	121
Figure IV.44 : Spectre de réponse de calcul après vérification des exigences de l'RPA	122

Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA 2003

Figure V.1 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (système 2,4a, et 4b)	125
Figure V.2 : Schéma représentant le voile étudié (v1).....	126

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1 : Classification des différentes sections des poteaux (Code couleur)	150
Figure VI.2 : Les moments s'exerçant sur les poteaux	151
Figure VI.3 : Section d'un poteau SPC.....	151
Figure VI.4 : Schéma représentant hauteurs du poteau	163
Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	173

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée	186
Figure VII.2 : Schéma statique de calcul du débord du radier	201
Figure VII.3 : Schéma des répartitions de charges	203
Figure VII.4 : Répartition simplifiées des chargements	203
Figure VII.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées)	206
Figure VII.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées)	207
Figure VII.7 : Diagrammes des moments fléchissant.....	211
Figure VII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS pour les grandes portées.....	211

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.....	8
--	---

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Chargement du plancher terrasse.....	18
Tableau II.2 : Chargement du Plancher étage courant.....	19
Tableau II.3 : Chargement du balcon	19
Tableau II.4 : Maçonnerie (Murs extérieurs)	19
Tableau II.5 : Maçonnerie (Murs intérieurs)	20
Tableau II.6 : Les surcharges d'exploitation dans les différents éléments.....	20
Tableau II.7 : Coefficients réducteurs en fonction d'étages.....	22
Tableau II.8 : Dimensionnement de sections des poteaux de différents étages	23
Tableau II.9 : Vérification des poteaux au flambement	24

Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux

Tableau III.1 : Chargement de la volée	52
Tableau III.2: Chargement du palier	53
Tableau III.3: Vérification aux exigences du RA	67
Tableau III.4 : Ferrailage de la poutre palière.....	70
Tableau III.5 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELS	73
Tableau III.6: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine	79

Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA 2003

Tableau V.1 : Comportement dynamique de la structure	124
Tableau V.2 : Récapitulatif de la descente de charge au niveau du voile (V1)	127
Tableau V.3 : Charges horizontales EX reprises par les portiques et les voiles.....	128
Tableau V.4 : Charges horizontales EY reprises par les portiques et les voiles.....	128
Tableau V.5 : Les pénalités selon les critères de qualité	133
Tableau V.6 : Justification vis-à-vis des déformations.....	135
Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	136
Tableau V.8 : Vérification du renversement dans le sens longitudinal	137
Tableau V.9 : Vérification de renversement dans le sens transversal.....	137

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres	139
Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.....	140
Tableau VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.....	141
Tableau VI.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.....	146
Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires	147
Tableau VI.6 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	148
Tableau VI.7 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poteaux	149
Tableau VI.8 : Calcul des armatures longitudinales	158
Tableau VI.9 : Calcul de λ_g pour les différents niveaux	159
Tableau VI.10 : Les sections transversales et leur espacement	161
Tableau VI.11: Vérification au cisaillement.....	162
Tableau VI.12: Délimitation de la zone nodale	164
Tableau VI.13 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS	166
Tableau VI.14 : Récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel (SOCOTEC).....	167
Tableau VI.15 : Ferrailage final des poteaux	168
Tableau VI.16 : Diagrammes des contraintes pour chaque section.....	172
Tableau VI.17 : Les armatures verticales pour chaque section	172
Tableau VI.18 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinales.....	180
Tableau VI.19 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles transversales.....	182

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Résultante des charges pour une semelle sous poteau	188
Tableau VII.2 : Sollicitation à la base du radier	192
Tableau VII.3 : Résultats du ferrailage du panneau de dalle du radier	199
Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	201
Tableau VII.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées	204
Tableau VII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées	204
Tableau VII.7 : Résultats de calcul des armatures de nervures	207
Tableau VII.8 : Résultats de vérifications des contraintes à l'ELS pour les nervures	212

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Introduction	1
I-1 Description de l'ouvrage	1
I-2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I-3 Réglementations utilisées	1
I-4 Les éléments de l'ouvrage	2
I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I-6 Le système de coffrage	9

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	10
II-1 Les planchers	10
II-2 Les poutres	13
II-3 Les voiles	16
II-4 Les poteaux	18
II-5 L'acrotère	25

Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux

Introduction	27
III.1. Les planchers	27
III.2. Escalier	49
III.3. Poutres palières	66
III.4. La dalle de la salle machine	75
III.5. Calcul des balcons	84
III.6. L'acrotère	90
Conclusion	99

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction	100
IV.1. Calcul des charges horizontales et verticales	100
IV.2. Modélisation de la structure	101
IV.3. Introduction les charges statiques et dynamiques	117
IV.4. Disposition des voiles	120
IV.5. Spectre de réponse de calcul	121

Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA 2003

Introduction	123
V.1. Choix de la méthode de calcul	123
V.2. Comportement dynamique	124
V.3. Vérifications des sollicitations normales (Article 7.4.3.1)	129
V.4. Justification vis-à-vis des déformations	134
V.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	135
V.6. Stabilité au renversement	136
V.7. Conclusion	137

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Les poutres	138
VI.2. Les poteaux	148
VI.3. Les voiles	168
VI.4. Conclusion	184

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	185
VII.2. Combinaisons de calcul	185
VII.3. Choix de fondation	185
VII.4. Ferrailage du radier	196
VII.5. Conclusion	213

Conclusion générale

Bibliographie

Plans d'architecture

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale:

Avant, l'ossature auto stable était la plus utilisée en Algérie pour un but économique.

Mais, depuis le séisme de **Boumerdes** en **2003**, et **puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, à forte activité sismique**, les études approfondies ont exigé la structure parasismique.

Pour mieux se protéger contre éventuels événements sismiques il est nécessaire de bien comprendre leurs effets.

Pour cela, l'ingénieur en génie civil est censé concevoir les édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique).il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie l'esthétique, la résistance et surtout en premier degré la sécurité.

La présente étude est relative au dimensionnement d'un bâtiment R+7, à usage d'habitation, locaux et bureaux, contreventé par des voiles et des portiques en béton armé.

Notre travail est divisé en plusieurs parties, tout d'abord on a fait une présentation de la géométrie avec les caractéristiques des matériaux, en citant les différents éléments de notre structure.

Puis au niveau du chapitre 02, on a pré-dimensionné les différents éléments structuraux et non structuraux, alors qu'au chapitre 3 on a calculé les éléments non structuraux, ensuite on a modélisé la structure à l'aide d'un logiciel, en chapitre 4 passant par les vérifications des exigences d'RPA, qui nous a permis de passer aux calculs des ferraillages des éléments structuraux, pour finir avec le calcul de l'infrastructure.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction

Le projet étudié est un bâtiment (**R+7**) à usage d'habitation, commerce et service .à ossature mixte (portique + voile). Ce bâtiment est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage **2**) (**Article 3.2.RPA2003**), et sera implanté à Tizi-Ouzou, classée selon le (**RPA99 modifié 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

I-1 Description de l'ouvrage

Notre ouvrage est un bâtiment (R+7) comportant :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un étage de service.
- 06 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- 02 cages d'escaliers.
- Un ascenseur.

I-2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure sont :

- Hauteur totale du bâtiment28.07 m
- Longueur totale19.50 m
- Largeur totale13.83 m
- Hauteur du RDC04.25 m
- Hauteur d'étage de service03.06 m
- Hauteur d'étage courant03.06 m

I-3 Réglementations utilisées

DTR (Documents Techniques Règlementaires) :

- D.T.R B.C 2.48 (RPA99 /version 2003 Règles parasismiques algériennes).
- D.T.R B.C.2.41 (C.B.A93/règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

- BAEL91/modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- D.T.R B.C.2.2. (Charges permanentes et charges d'exploitation).

I-4 Les éléments de l'ouvrage

I-4-1 L'ossature

L'ossature est composée de :

- Portiques (poteaux et poutres).
- Voiles en béton armé.

I-4-2 Plancher

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Ils ont deux fonctions importantes: la fonction de résistance mécanique et la fonction d'isolation. On distingue deux types :

a- Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b- Planchers en Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi qu'au niveau de la salle machine, ils travaillent selon deux fonctions :

- **La Fonction de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **La fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux.

Le plancher terrasse (inaccessible) ayant un complexe d'étanchéité et le béton en forme de pente (1,5%).

I-4-3 Maçonnerie

a) Le Remplissage : On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

b) Revêtement : il sera réalisé en

- Carrelage scellé pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-4-4 Les escaliers

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, une pour accéder à l'étage de service et une autre pour les étages d'habitations assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé à deux volées coulées sur place.

I-4-5 L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical rapide, et l'accès aux, différents niveaux du bâtiment.

I-4-6 Les balcons

Un balcon est un prolongement de la façade vers l'extérieur sécurisé par un garde-corps. Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I-4-7 Acrotère

La terrasse est inaccessible, on adopte un acrotère dont la hauteur est de 60 cm, et sera réalisé en béton armé.

I-4-8 Les fondations

Sont situés à la base de la structure elles reçoivent le chargement de la superstructure, et le transmettent au sol.

Leur choix dépend du type de sol et de l'importance de l'ouvrage.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-5-1 Le béton

Est un matériau de construction très important composé d'un mélange de granulats, du sable, du ciment, de l'eau comme liant et des fois avec adjuvants selon la nécessité.

I-5-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques

a- Résistance caractéristique à la compression : (art A-2.1.11 BAEL 99)

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28}

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

b- Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.1.12 BAEL 99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

- On aura donc pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I-5-1-2 Contraintes limites

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposées dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états :

a- Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perd :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).

- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

b- Etat limite de service (ELS)

Ce sont les états où les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

c- Contrainte limite de compression : (BAEL91 /modifié 99) (Art A.4.3.41)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa] \quad \gamma_b: \text{Coefficient de sécurité}$$

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : Coefficient de la durée d'application des actions considérées,

- $\theta = 1$ si la durée d'application est $\geq 24 \text{ h}$;
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1h et 24h ;
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est $< 1 \text{ h}$

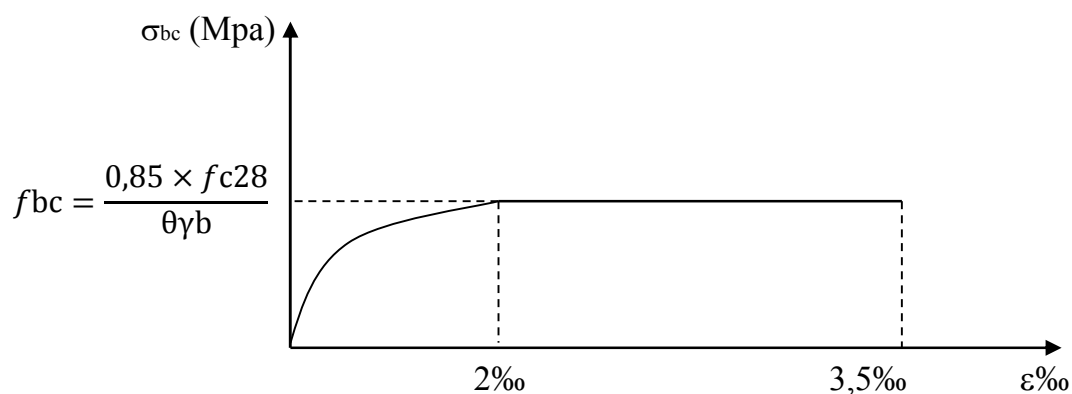


Figure I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

d- Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5.1,21 BAEL 91/modifié99)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right]$$

➤ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right]$$

e- Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91/modifié99)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

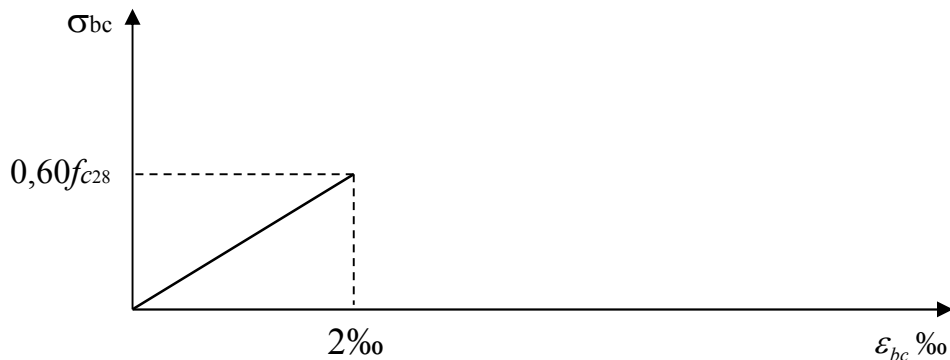


Figure I.2 : Diagramme de contrainte- déformation du béton à l'ELS.

I-5-1-3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

a- Module d'élasticité instantané : (Art A-2.1.21 BAEL 91/modifié99)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures elle résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

b- Module d'élasticité différée : (Art A-2.1.22 BAEL 91/modifié99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa.}$$

c- Module d'élasticité transversal

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa avec :}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν: Coefficient de poisson.

d- Coefficient de poisson : (Art A-213 BAEL91/modifié99)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu=0.2 & (\text{à ELS}) \text{ Pour le calcul des déformations.} \\ \nu=0 & (\text{à ELU}) \text{ Pour le calcul des sollicitations.} \end{array} \right.$$

I-5-2 Les aciers**I-5-2-1 Généralités**

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que le béton ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPA	Résistance à la Rupture	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Haute Adhérence FeE400	HA	400	480	1,5
Aciers En treillis	Treillis soudé HA	TS	520	550	1.5

I-5-2-2 Module d'élasticité

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

❖ Limite élasticité de l'acier

a- ELU:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91/modifié99)} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas courant} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400} \end{array} \right.$$

b- ELS:

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.
- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\left\{ \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91/modifié99})$$

- **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min(0,5f_e, \sqrt{\eta f_t 28}) \text{ en Mpa (Art A.4.5.34/BAEL 91/modifié99)}$$

Avec:

η : Coefficient de fissuration. $\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta=1,6 : \text{pour les hautes adhérences (HA).} \end{array} \right.$

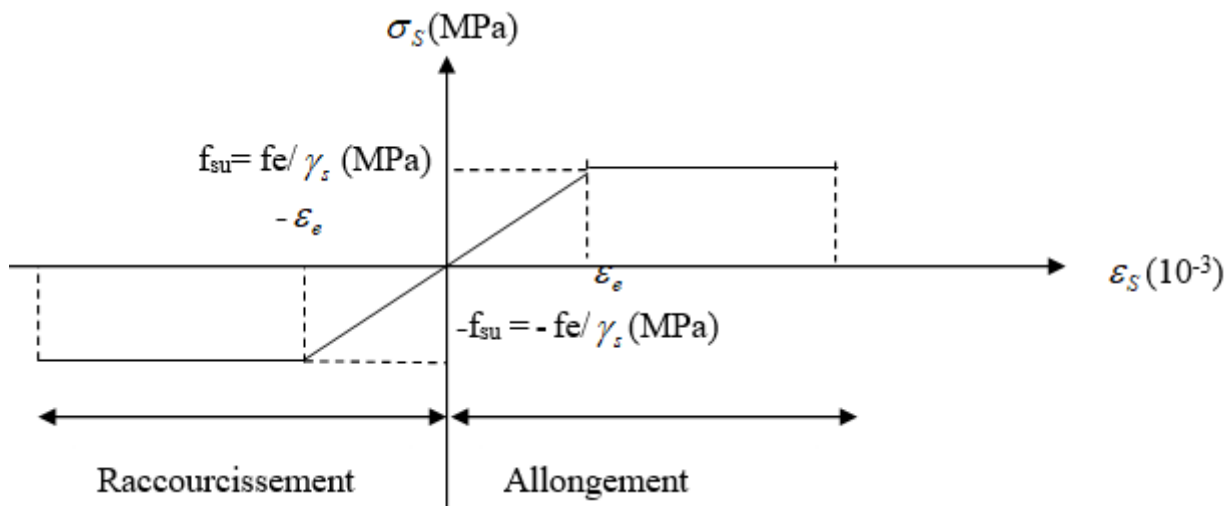


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

I-5-2-3 Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91/modifié99)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm**: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I-6 Le système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement de notre projet.

Cela nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeurs des éléments de la structure. Dans ce chapitre nous allons pré dimensionner :

Les planchers, les poutres, les voiles, les poteaux, l'acrotère.

II-1 Les planchers

II-1-1 Planchers en corps creux

Ils sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{condition de la flèche}) (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91/modifié 99})$$

Avec :

h_t : L'épaisseur des planchers.

L_{\max} : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre projet la portée libre maximale : **$L_{\max}=335-25=310\text{cm}$** .

$$\text{On aura donc : } h_t \geq \frac{310}{22,5} = 13.77 \text{ cm.}$$

Ainsi on adoptera: **$h_t = 20 \text{ cm}$** ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

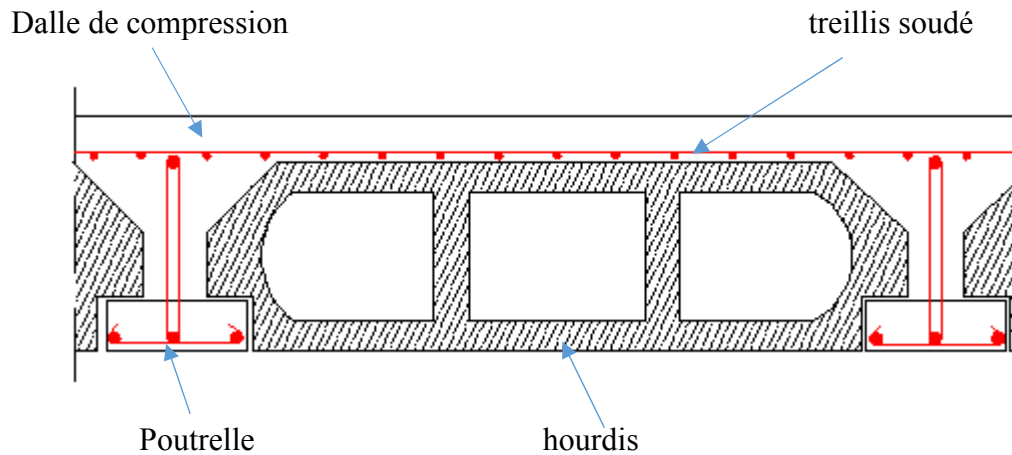


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

II-1-2 Planchers en dalle pleine

Notre structure contient des dalles pleines (palier intermédiaire des escaliers, balcons....) .le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères.

- Résistance au feu.
- Isolation acoustique.
- Résistance à la flexion.

a. Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p \geq 7 \text{ cm}$ 1 heure coup de feu.
- $e_p \geq 11 \text{ cm}$ 2 heures coup de feu.
- $e_p \geq 17,5 \text{ cm}$ 4 heures coup de feu.

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$

b. Condition de l'isolation acoustique

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique égale à 47,161 [dB] ; Les bruits aériens sont calculés comme suit :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse qui nous donne :

- $R=13,3\log 10M$ si $M \leq 250 \text{ kg/m}^2$ (1)
- $R=15\log M+9$ si $M > 250 \text{ kg/m}^2$ (2)

Avec : M: Masse surfacique.

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 .

Donc : on prend $M=350 \text{ kg/m}^2$.

$$M = \rho \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2. \quad e_p = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

$$e_p \geq 14 \text{ cm}$$

c. Condition de la résistance à la flexion

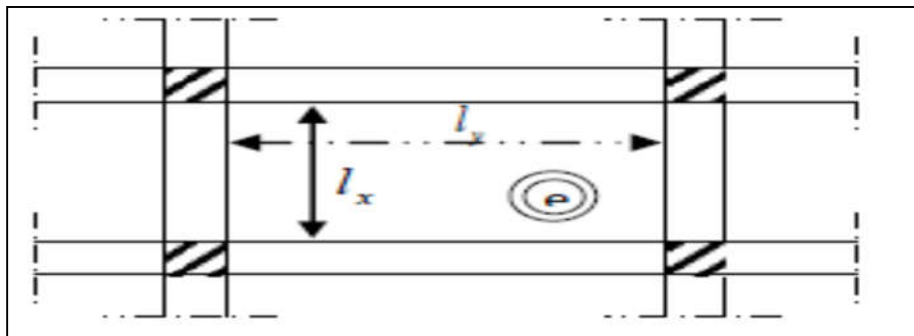


Figure II-2: La petite et la grande portée de la dalle.

l_x : le plus petit côté de la dalle.

l_y : le plus grand coté de dalle.

« l_x, l_y entre nus des appuis ».

e : épaisseur de la dalle.

- Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens $\rightarrow \frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$ (Dalle reposant sur 2 appuis).
- Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\rightarrow \frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$ (Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis).

Avec :

$$l_x = 260 \text{ cm.}$$

$$l_y = 280 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 = 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Nous avons des panneaux de dalles continus portants dans deux sens, leurs épaisseurs sont déterminées par la formule suivante :

$$\frac{l_{\max}}{25} \leq e_p \leq \frac{l_x}{20}$$

$$\frac{280}{25} \leq e_p \leq \frac{260}{20}$$

$$11,2 \leq e_p \leq 13$$

Donc pour satisfaire la condition de la résistance à la flexion, l'épaisseur de la dalle pleine doit être dans la fourchette : $11,2 \leq e_p \leq 13$.

On limite donc notre épaisseur à **e = 15 cm**

II-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques et les Transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\text{➤ Hauteur } h : \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}.$$

Avec :

- L : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.
- h : hauteur totale de la poutre.

➤ **Largeur b :** $0.4h \leq b \leq 0.7h$

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions du RPA99/version 99 (Art 7.5.1).

- $b \geq 20 \text{ cm.}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 .$
- $b_{\max} \leq 1.5 h + b_1.$

II-2-1 Poutres principales

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre est :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}. \text{ Avec : } L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm.}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \quad 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend : $h = 40 \text{ cm.}$

- La largeur de la poutre est :

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40), 16 \leq b \leq 28.$$

On prend : $b = 30 \text{ cm.}$

- **Vérification des conditions du RPA**

$$- h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$- \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-2-2 Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}. \text{ Avec : } L_{max}=335-25=310 \text{ cm.}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad 20.66 \leq h \leq 31$$

On prend **h= 35cm.**

- La largeur de la poutre :

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35), 14 \leq b \leq 24,5.$$

On prend **b= 30 cm.**

- **Vérifications des conditions du RPA**

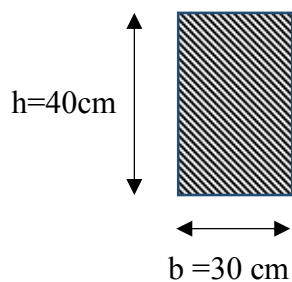
$$h= 35 \text{ cm} \geq 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$b= 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

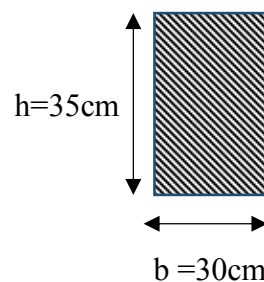
$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Conclusion**

- Poutre principale : 40x30 cm².
- Poutre secondaire : 35x30 cm².



Poutre principale



poutre secondaire

Figure II -3 : Dimensionnement de sections des poutres

II-3 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4e$.

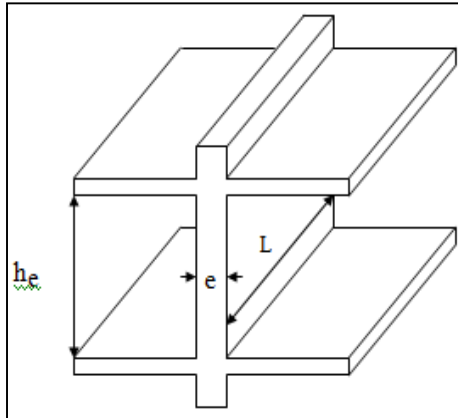


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation

Le pré-dimensionnement sera fait conformément à l'article (7.7.1 du R.P.A 99/modifié 2003).

II-3-1 L'épaisseur

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 rigidités aux extrémités.

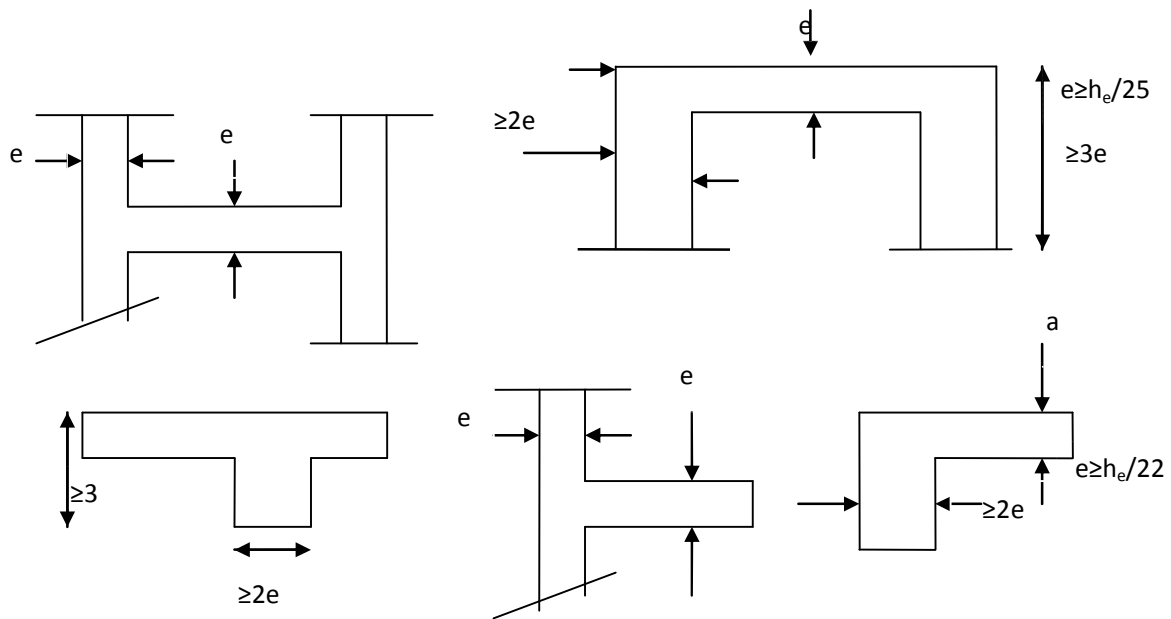


Figure II-5 : Coupes de voile

Epaisseur du voile : $e_{min} \geq 15 \text{ cm}$

$$h_e = h - e_{plancher}$$

h_e : hauteur d'étage

$e_{plancher}$: épaisseur du plancher

- **RDC**

$$h_e = 425 - 20 = 405$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{405}{22} = 18.41 \text{ cm}$$

On a $e = 18.41 \text{ cm} > e_{min} = 15 \text{ cm}$

- **LES ETAGES COURANTS**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$$

On a $e = 13 \text{ cm} < e_{min}$

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II-4 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations une partie des efforts provenant de la superstructure, Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression N_s , qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante.

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ Avec } N_s = G+Q \quad (\text{ELS})$$

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité, déterminé avec la décente de charge donnée par les règles du BAEL.

S : Section transversale du poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$$

II-4-1 Détermination des charges et surcharges

II-4-1-1 Charges permanentes

Les planchers

Tableau II-1 : Chargement du plancher terrasse.

Plancher terrasse : (inaccessible).

Désignation des éléments		Epaisseur m)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfaciques (KN / m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité de type multiple	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	0.2	14	2.80
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			TOTAL	5.68

Tableau II-2 : Chargement du Plancher étage courant.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfaciques (KN / m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse avec enduit	0.10 +0.04	9 + 10 =19	0.9+0.4= 1.3
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			TOTAL	5.5

Tableau II-3 : Chargement du balcon.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfaciques (KN / m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Chape de mortier	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
			TOTAL	5.36

Tableau II-4 : Maçonnerie (Murs extérieurs)

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfaciques (KN / m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	00	00
4	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Total	2.36

Tableau II-5 : Maçonnerie (Murs intérieurs) :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN / m ³)	Poids surfaciques (KN / m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0.9
			Total	1.1

II-4-1-2 Les surcharges

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Tableau II-6 : Les surcharges d'exploitation dans les différents éléments

Elément	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher courant à usage d'habitation	1.5
Plancher à usage locaux	5
Plancher à usage bureaux	2.5
Escalier	2.5
Acrotère	1
Balcon	3.5

II-4-2 Descente de charges

a. Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau **(B2)** est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

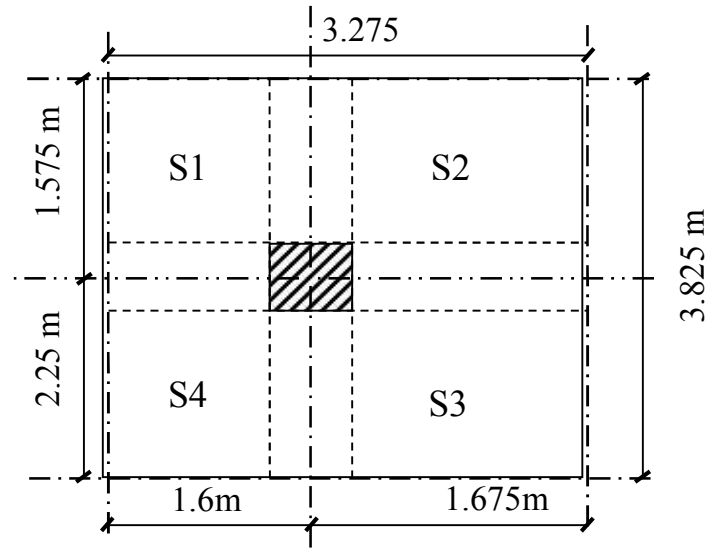


Figure II-6 : Section afférente d'un poteau sollicité

- La surface du plancher courant revenant au poteau :

$$ST = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2.06 \text{ m}^2 \quad S2 = 2.17 \text{ m}^2 \quad S3 = 3.20 \text{ m}^2 \quad S4 = 3.05 \text{ m}^2$$

$$ST = 10.48 \text{ m}^2$$

b. Poids propre des éléments

➤ Planchers

- Plancher terrasse : $G_{Pl,t} = 10.48 \times 6.53 = 68.43 \text{ kN}$.
- Plancher courant : $G_{Pl,c} = 10.48 \times 5.43 = 56.91 \text{ kN}$.

➤ Poutres

- Poutres principales : $G_{P,p} = 0.30 \times 0.40 \times 3.825 \times 25 = 11.475 \text{ kN}$.
- Poutres secondaires : $G_{P,s} = 0.30 \times 0.35 \times 3.275 \times 25 = 8.597 \text{ kN}$.

Donc : Le poids total des poutres est : **$G_p = 20 \text{ kN}$** .

➤ Poteaux

$$G_{PRDC} = (0.3 \times 0.35 \times 4.25) \times 25 = 11.16 \text{ kN}$$

$$G_{PEC} = (0.3 \times 0.35 \times 3.06) \times 25 = 8.03 \text{ kN}$$

c. Surcharges d'exploitation

Terrasse inaccessible : $Q_T = Q_0 = 12.53 \text{ kN}$.

Etage courant : $Q_{Et} = Q = [(3.83 \times 3.28) - (0.3)^2] \times 1.5 = 18.66 \text{ kN}$.

*** Loi de dégression des surcharges :**

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

- Pour le toit ou terrasse Q_0 .
- Pour le dernier étage Q .
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.90 Q$.
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.80 Q$ Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à $0.50 Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs »
(DRT B.C. 2.2, p. 17)

Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit :

Tableau II-7 : Coefficients réducteurs en fonction d'étages.

Niveau	7 ^{ème}	6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	base
Coefficient	1	1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.50

Surcharges cumulées Q_n :

$$7^{\text{ème}} = Q_0$$

$$6^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1$$

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2)$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0,60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$1^{\text{er}} = Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0,50 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

Application numérique :

$$7^{\text{ème}} = 12.53 \times 1 = 12.53 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} = 12.53 + 18.66 = 31.09 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} = 12.53 + 0,90 (18.66 \times 2) = 46.12 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} = 12.53 + 0,80 (18.66 \times 3) = 57.31 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} = 12.53 + 0,70 (18.66 \times 4) = 64.78 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} = 12.53 + 0,60 (18.66 \times 5) = 68.51 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} = 12.53 + 0,50 (18.66 \times 6) = 68.51 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = 12.53 + 0,50 (18.66 \times 7) = 77.84 \text{ KN}$$

II-4-3 Dimensionnement des poteaux

Tableau II-8 : Dimensionnement de sections des poteaux de différents étages.

Niveau	Charges permanentes [kN]					Surcharges [kN]	Efforts normaux [kN]	Sections [cm²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G	G _{Cumulée}	Q	N _s =G _C +Q _c	S	Sections adoptées
7	68.43	11.16	20	99.59	99.59	12.53	112.12	74.74	30x30
6	56.91	11.16	20	88.07	187.66	31.09	218.75	145.83	30x30
5	56.91	11.16	20	88.07	275.73	46.12	321.85	214.56	30x30
4	56.91	11.16	20	88.07	363.8	57.31	421.11	280.74	35x35
3	56.91	11.16	20	88.07	451.87	64.78	516.65	344.43	35x35
2	56.91	11.16	20	88.07	539.94	68.51	608.45	405.63	35x35
1	56.91	11.16	20	88.07	628.01	68.51	696.52	464.34	40x40
RDC	56.91	8.03	20	84.94	712.95	77.84	790.84	527.22	40x40

II-4-4 Vérifications

a. Vérifications au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme. Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 50.$$

Avec :

λ : Élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$, donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 99**).

l_0 : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).

S : Section transversale du poteau ($S = b.h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}} \frac{1}{b^2}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times 0,7 \times \frac{l_0}{b} = 2,425 \times \frac{l_0}{b}$$

La hauteur aux étages courants : $l_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$.

D'où :

Tableau II-9 : Vérification des poteaux au flambement

Section des poteaux en fonction des niveaux	Élancement du poteau (λ)	Condition vérifiée (Oui / Non)
40x40 (Du RDC au 1ère étage)	17.33	Oui
35x35 (Du 2ème au 4 ème étage)	19.82	Oui
30x30 (Du 5ème au 7ème étage)	23.12	Oui

b. Vérification des exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99

Selon cet article, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

D'où :

Les poteaux de la structure sont de section carrée, donc le rapport : $\frac{b_1}{h_1} = 1$ est compris entre $\frac{1}{4}$ et 4

Aussi, toutes les sections adoptées sont au moins égales à 14.3 cm et à 30 cm. Donc, les exigences de l'article **7.4.1 du RPA 99 / version 2003** sont satisfaites.

Remarque :

Après avoir modélisé avec logiciel «ETABS», et vérifié notre structure aux exigences de l'RPA, on aura le droit d'augmenter les sections des poteaux selon les zones trouvées, et puis calculé le ferrailage avec les sections adoptées.

II-5 L'acrotère

Acrotère: C'est un élément structural secondaire situé au niveau de la terrasse inaccessible, son rôle est d'assurer la sécurité du bâtiment au niveau de la terrasse.

Ses dimensions sont les suivantes :

H=60cm

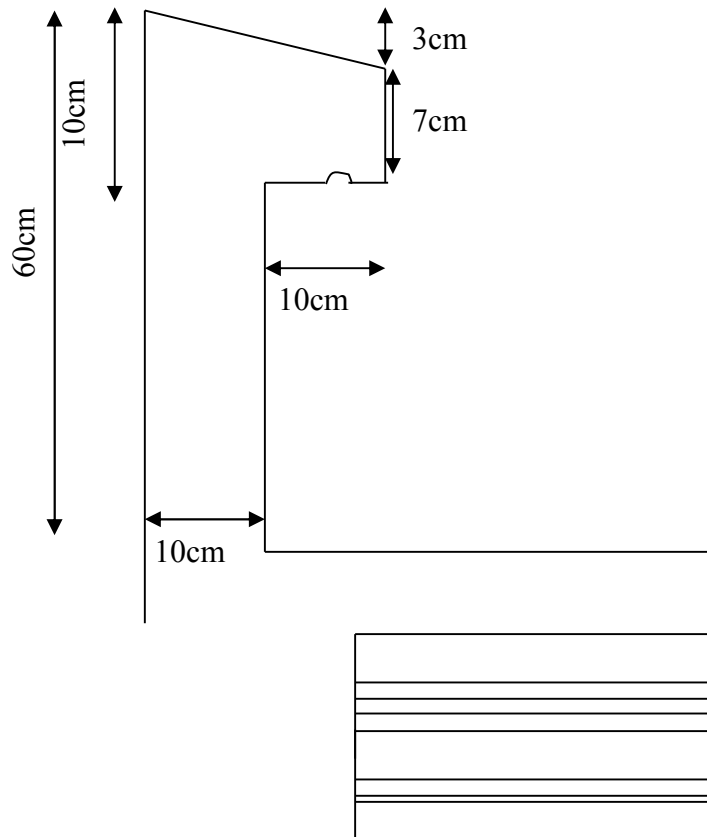


Figure II-7 : Coupe transversale de l'acrotère

La Charge permanente :

$$G = 25 [(0,03 \times 0,2)/2 + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5] = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III

Ferraillage des éléments non-structuraux

Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure peuvent, être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91/ modifié 99.

III.1.Les Planchers

III.1.1.Plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux, reposant sur des poutrelles préfabriquées et une dalle de compression.

III.1.2.Calcul et ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL91/ modifiée 99(Art B.6.8, 423)**

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

L : entre axes des poutrelles qui est égal à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

$f_e = 520 \text{ MPa}$ Avec : TLE 520 ($\varnothing \leq 6\text{cm}$)

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

D'où : $A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

b. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension $(5 \times 200 \times 5 \times 200) \text{ mm}^2$.

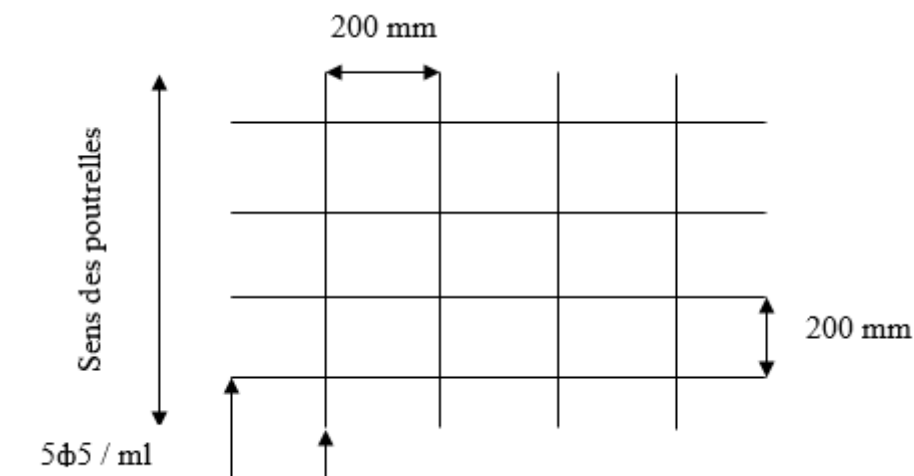


Figure III.1 : Treillis soudé de $(5 \times 200 \times 5 \times 200)$

III.1.3. Etude des poutrelles

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, reposant sur deux appuis.

Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties sur la longueur et leurs calculs se fait en deux étapes :

❖ Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et celui de l'ouvrier

- Poids propre de la poutrelle $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids des corps creux $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$.
- Poids de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (surcharge).

III.1.4. Ferraillage à l'ELU

Schéma statique pour le calcul de la poutrelle.

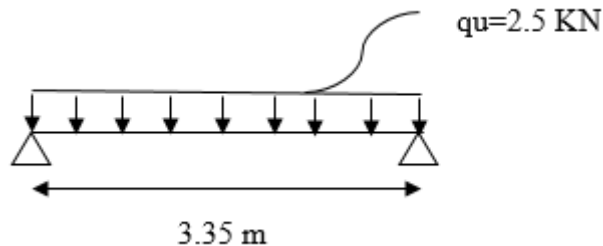


Figure III.2 : Schéma statique de calcul de la poutrelle

Combinaisons de charges :

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,50 \text{ KN / ml.}$$

▪ Moment maximal en travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \cdot 3,35^2}{8} = 3,51 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant maximal aux appuis :**

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,50 \cdot 3,35}{2} = 4,19 \text{ KN.}$$

L'enrobage : $c=2\text{cm}$

Hauteur utile $d=h-c=4-2=2 \text{ cm}$

▪ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{3,51 \cdot 10^6}{120 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 5,149 \gg 0,392 \Rightarrow \text{S D A.}$$

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

❖ **Après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T, reposant sur plusieurs appuis. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers.

Détermination des sollicitations et combinaisons de charges

a- Plancher terrasse inaccessible

Poids propre du plancher : $G= 5,68 \times 0,65= 3,692 \text{ kN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q= 1 \times 0,65= 0,65 \text{ kN/ml.}$

À l'ELU :

$$q_{u1}= 1,35 \times 3,692 + 1,5 \times 0,65= 5,95 \text{ kN/ml.}$$

À l'ELS :

$$q_{s1}= 3,692 + 0,65= 4,342 \text{ kN/ml.}$$

b. Plancher d'étage courant

Poids propre du plancher : $G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ kN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$.

À l'ELU :

$$q_{u2} = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.28 \text{ kN/ml}$$

À l'ELS :

$$q_{s2} = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ kN/ml}$$

Les planchers comportent 3 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma ci-dessous :

1^{er} type :

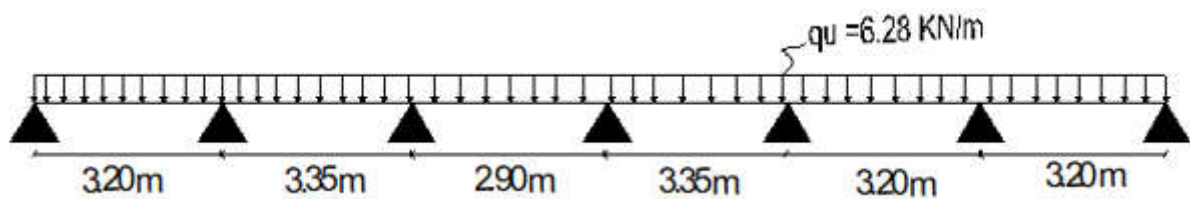


Figure III.3 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type de poutrelle à l'ELU

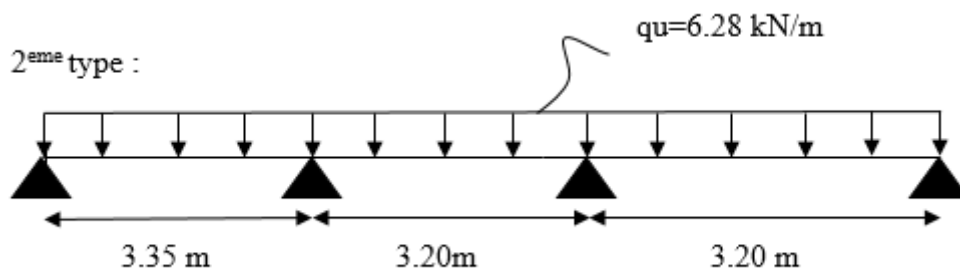


Figure III.4 : Schéma statique de calcul du 2^{ème} type de poutrelles à l'ELU

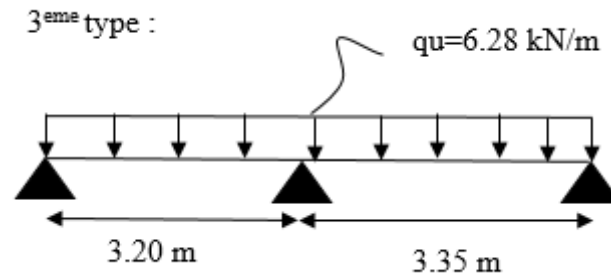


Figure III.5 : Schéma statique de calcul du 3^{ème} type de poutrelles à L'ELU

III.1.5. Détermination des efforts internes

III.1.5.1. Choix de la méthode

Les efforts internes seront déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- * Méthode forfaitaire.
- * Méthode des trois moments.
- * Méthode de Caquot.

III.1.5.1.1. Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 99 .Art. B.6.2, 210)

- Condition 1

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m².

$$Q [KN/m^2] \leq (2G; 5KN/m^2)$$

Plancher terrasse :

$$2G = 5.68 \times 2 = 11.36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \leq \max \{ 11.36 ; 5 \text{ KN/m}^2 \} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Plancher étage courant :

$$2G = 5.5 \times 2 = 11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{11 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) \longrightarrow **Condition vérifiée.**

Condition 3

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

$$\text{Application numérique : } 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25.$$

$$\frac{320}{335} = 0.95 \quad ; \quad \frac{335}{290} = 1.15 \quad ; \quad \frac{290}{335} = 0.86 \quad ; \quad \frac{335}{320} = 1.04 \quad ; \quad \frac{320}{320} = 1$$

\longrightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable.

1- Principe de la méthode (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99)

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

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est définie comme suit :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même

Portée L que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (moment isostatique)

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

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha)M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha)M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

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

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à trois travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

2- Application de la méthode forfaitaire

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1}{1+5.68} = 0.149 \quad 0 \leq \alpha = 0.149 \leq \frac{2}{3} = 0.66 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{travée intermédiaire} \quad \frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1 + 0,3(0.149)) = 0.522$$

$$\text{travée de rive} \quad \frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1,2 + 0,3(0.149)) = 0.622$$

1^{er} type :

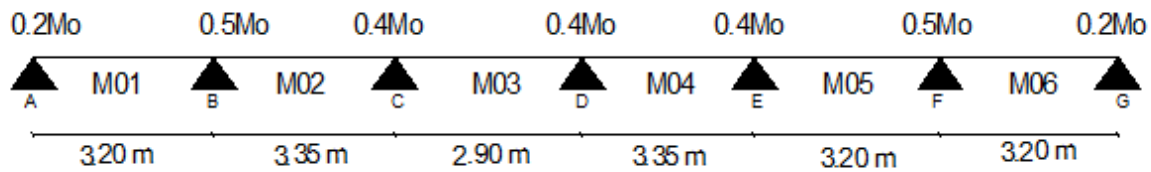


Figure III.6 : Schéma statique de calcul des moments aux appuis et en travées.

3- Calcul des moments des travées indépendantes (moment isostatique)

$$M_{01} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.28 \times (3.20)^2}{8} = 8.038 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{6.28 \times (3.35)^2}{8} = 8.809 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6.28 \times (2.90)^2}{8} = 6.601 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{01} = 0,2 \times 8.038 = 1.607 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 8.809 = 4.404 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 8.809 = 3.523 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 8.809 = 3.523 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 8.809 = 3.523 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 8.038 = 4.019 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,2 M_{06} = 0,2 \times 8.038 = 1.607 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_{TAB}(\text{rive}) = \max \begin{cases} M_T \geq \max \{ 1.05 M_{01}; (1 + 0.3\alpha) M_{01} \} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$= \max \begin{cases} M_T \geq \max \{ 8.439; 8.397 \} - \frac{1.607 + 4.404}{2} = 5.434 \\ M_T \geq 0.622 \times 8.038 = 4.999 \end{cases}$$

Soit $M_{TAB} = 5.434 \text{ KN.m}$

$$M_{T_{BC}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{1.05 M_{02} ; (1 + 0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_e + M_w}{2} \\ M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$= \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{9.249 ; 9.202\} - \frac{4.404+3.523}{2} = 5.286 \\ M_T \geq 0.522 \times 8.809 = 4.598 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{BC}} = 5.286 \text{ KN.m}$

$$M_{T_{CD}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{6.931 ; 6.896\} - \frac{3.523+3.523}{2} = 3.373 \\ M_T \geq 0.522 \times 6.601 = 3.445 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{CD}} = 3.445 \text{ KN.m}$

$$M_{T_{DE}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{9.249 ; 9.202\} - \frac{3.523+3.523}{2} = 5.726 \\ M_T \geq 0.522 \times 8.809 = 4.598 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{DE}} = 5.726 \text{ KN.m}$

$$M_{T_{EF}}(\text{Intermédiaire}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{8.439 ; 8.397\} - \frac{3.523+4.019}{2} = 4.668 \\ M_T \geq 0.522 \times 8.038 = 4.195 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{EF}} = 4.668 \text{ KN.m}$

$$M_{T_{FG}}(\text{rive}) = \text{Max} \begin{cases} M_T \geq \text{Max}\{8.439 ; 8.397\} - \frac{4.019+1.607}{2} = 5.626 \\ M_T \geq 0.622 \times 8.038 = 4.999 \end{cases}$$

Soit $M_{T_{FG}} = 5.626 \text{ KN.m}$

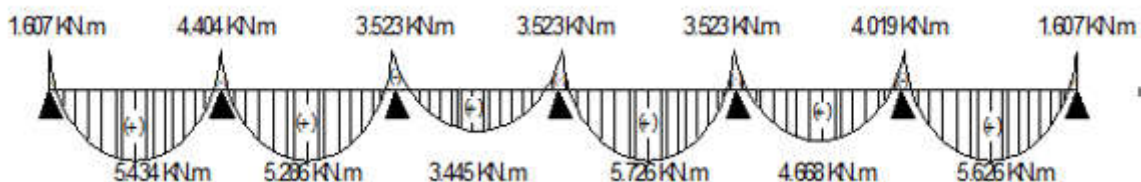


Figure III.7 : Diagramme des moments à L'E.L.U

Calcul des efforts tranchants :

Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis :

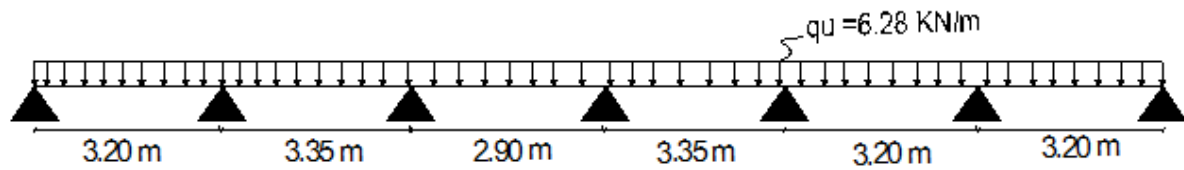


Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left(\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right) = \frac{6.28 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.404) - (-1.607)}{3.20} = \mathbf{9.174 \text{ KN}}$$

$$T_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left(\frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right) = - \frac{6.28 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.404) - (-1.607)}{3.20} = \mathbf{-10.922 \text{ KN}}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left(\frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right) = \frac{6.28 \times 3.35}{2} + \frac{(-3.523) - (-4.404)}{3.35} = \mathbf{10.257 \text{ KN.}}$$

$$T_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left(\frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right) = - \frac{6.28 \times 3.35}{2} + \frac{(-3.523) - (-4.404)}{3.35} = \mathbf{-10.781 \text{ KN.}}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left(\frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \right) = \frac{6.28 \times 2.90}{2} + \frac{(-3.523) - (-3.523)}{2.90} = \mathbf{9.106 \text{ KN}}$$

$$T_D = - \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left(\frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \right) = - \frac{6.28 \times 2.90}{2} + \frac{(-3.523) - (-3.523)}{2.90} = \mathbf{-9.106 \text{ KN}}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left(\frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \right) = \frac{6.28 \times 3.35}{2} + \frac{(-3.523) - (-3.523)}{3.35} = \mathbf{10.519 \text{ KN}}$$

$$T_E = - \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left(\frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \right) = - \frac{6.28 \times 3.35}{2} + \frac{(-3.523) - (-3.523)}{3.35} = \mathbf{-10.519 \text{ KN}}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \left(\frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \right) = \frac{6.28 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.019) - (-3.523)}{3.20} = \mathbf{9.893 \text{ KN}}$$

$$T_f = - \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \left(\frac{M_F - M_E}{L_{EF}} \right) = - \frac{6.28 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.019) - (-3.523)}{3.20} = \mathbf{-10.203 \text{ KN}}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \left(\frac{M_G - M_F}{L_{FG}} \right) = \frac{6.28 \times 3.20}{2} + \frac{(-1.607) - (-4.019)}{3.20} = \mathbf{10.801 \text{ KN}}$$

$$T_G = - \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \left(\frac{M_G - M_F}{L_{FG}} \right) = - \frac{6.28 \times 3.20}{2} + \frac{(-1.607) - (-4.019)}{3.20} = \mathbf{-9.295 \text{ KN}}$$

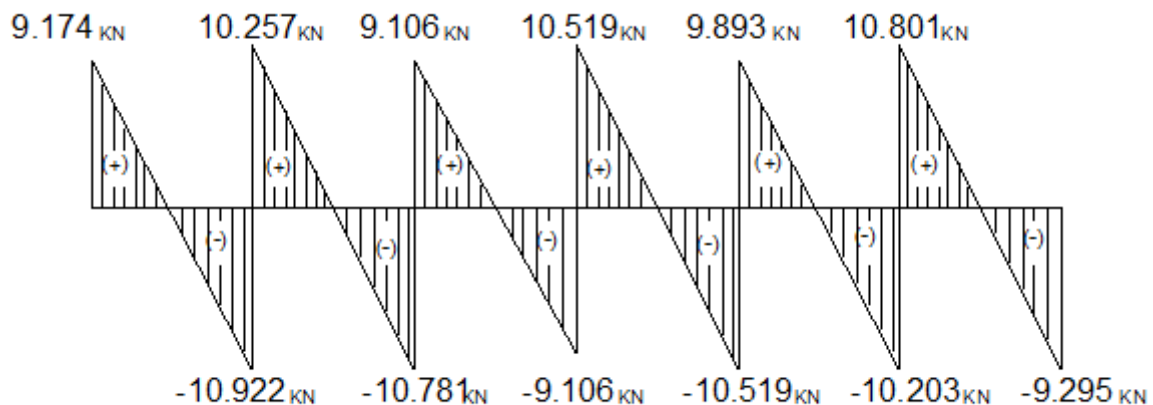


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN.m]

2^{ème} type :

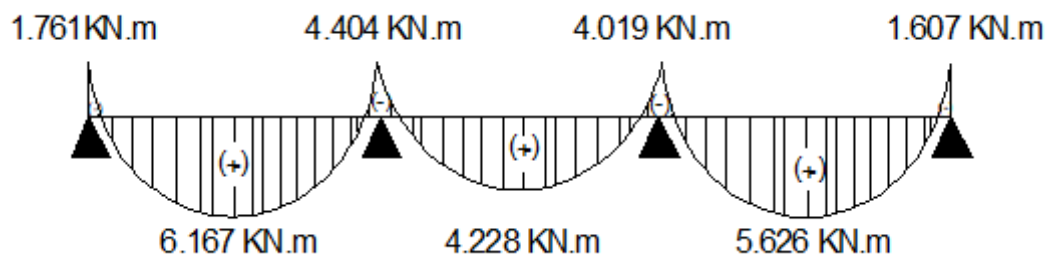


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU [KN.m]

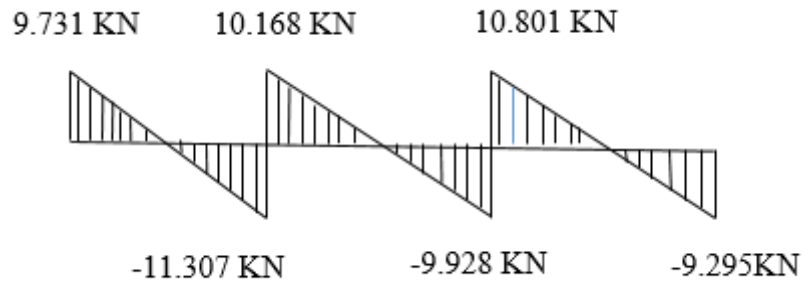


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Type 03 :

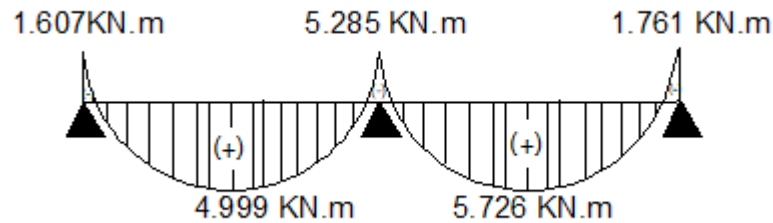


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

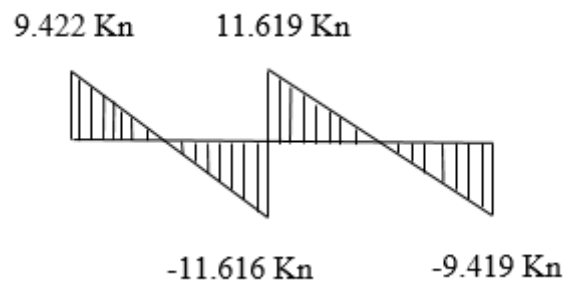


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

III.1.6. Calcul des armatures

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

III.1.6.1. Armatures longitudinales :

En travée : $M_t^{\max} = 6.167 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 5.285 \text{ KN.m}$

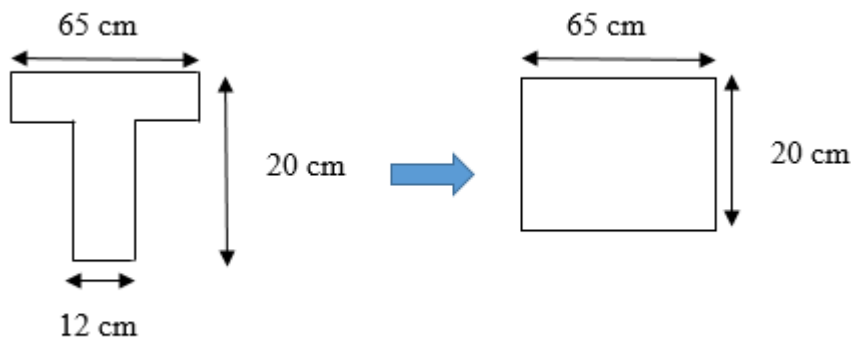
En travée :

- moment équilibré par la table de compression

$$M_{tab} = b h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{59.072 \text{ kN.m}}$$

$$M_t^{\max} = 5.423 \text{ kN.m} < M_{tab} = 59.07 \text{ kN.m}$$



→ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

(Seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.167 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$\mu < \mu_l$: La section est simplement armée

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6.167 \times 10^6}{0.991 \times 180 \times 348} = \mathbf{99 \text{ mm}^2 = 0.99 \text{ cm}^2}$$

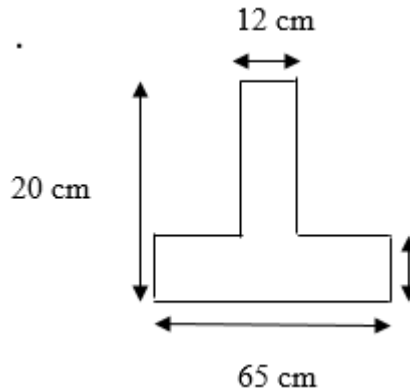
Soit $A_{st} = \mathbf{3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2}$.

- aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.285 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.095 < \mu_{l=0.392} \longrightarrow \beta = 0.994$$

$\mu_b < \mu_l \longrightarrow$ La section est simplement armée

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.285 \times 10^6}{0.994 \times 180 \times 348} = 84 \text{ mm}^2 = 0.84 \text{ cm}^2.$$



Soit : $A_a = 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2$

III.1.7. Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/modifié 99.A 4.2 .1)

- Calcul de la section minimale

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée :

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 1.5 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 \times 120 \times 180 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 0.78 > A_{st}^{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification aux cisaillements (A 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 11.619 \text{ KN}$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 x d} = \frac{11.619 \times 10^3}{120.180} = \mathbf{0.537 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.537 \text{ mpa}} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée; pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres (A6.1.3 BAEL 91/ modifiée 99) :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

Ψ_s : coefficient de scellement HA

➤ En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = \mathbf{75.36 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.619 \times 10^3}{0.9 \times 75.36 \times 180} = \mathbf{0.951 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = 0.951 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (A 6.1.22.BAEL 91 modifiée 99)**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.84 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = \mathbf{28.16 \text{ cm}}$$

On prend $l_s = 30 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91/modifié99 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochets « L_{ad} » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_{ad} = 0.4l_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = 12 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant :**

Sur les aciers (A.5.1.312 BAEL 91/modifiée 99)

Au niveau des appuis de rive

$$A_{s \text{ adopter}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 11.619 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.78 \text{ cm}^2 > 0,334 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Au niveau des Appuis intermédiaires (BAEL 91/modifié 99 A.5.1.321)**

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.180 \times 11.619 = 1.882 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 3.338 \text{ KN.m} > 1.882 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Sur le béton (BAEL91/modifié99 A.5.1. 313) :**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 11.619 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.195 \text{ MPA}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPA}$$

$$1.195 \text{ MPA} < 13.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

➤ Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91/modifié 99 A.7.2.2)

$$\phi \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l^{\max} \right\}$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b₀ : largeur de l'âme

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales

$$\phi = \text{Min} \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 0.8 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

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

$$A_t = \text{HA6} = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement minimal des armatures transversales : par (BAEL91/modifié 99 A.5.1.22)

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d ; 40\text{cm}) = \text{Min} (0.9 \times 18 ; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

La première zone d'armatures transversales est placée à une distance du nu d'appuis. d'où $S_t = 5 \text{ cm}$.

➤ Pourcentage minimum des armatures transversales : art (art 5.122 BAEL 99) :

Il faut vérifiée cette condition : $A_{s \text{ adopter}} > A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopter}} = 0.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.30 \text{ cm}^2$$

III.1.8. Vérification à l'ELS

Pour les calculs à l'E.L.S on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations, cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport $\beta = \frac{q_s}{q_u}$, et

on multiplie les moments et les efforts tranchants par ce coefficient qui nous donne les valeurs des sollicitations.

Calcul des efforts internes :

Après application de cette dernière méthode, on obtient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants données ci-dessous sous forme de diagrammes .

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.55}{6.28} = 0.724. \quad q_s = 4.55 \text{ KN/m (étage courant)}$$

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{4.55 \times 3.55^2}{8} = 6.38 \text{ KN.m}$$

1^{er} type :

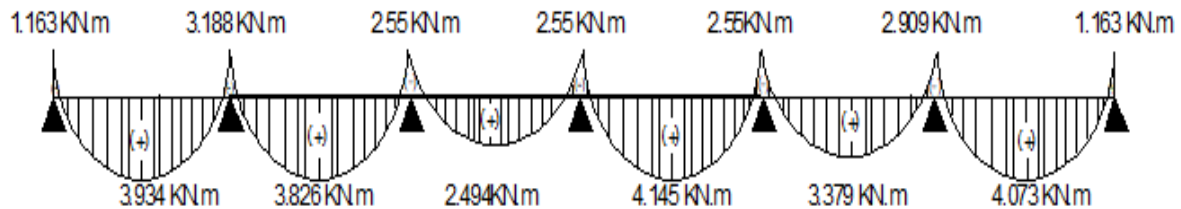


Figure III.14 : Diagramme des moments à l'E.L.S

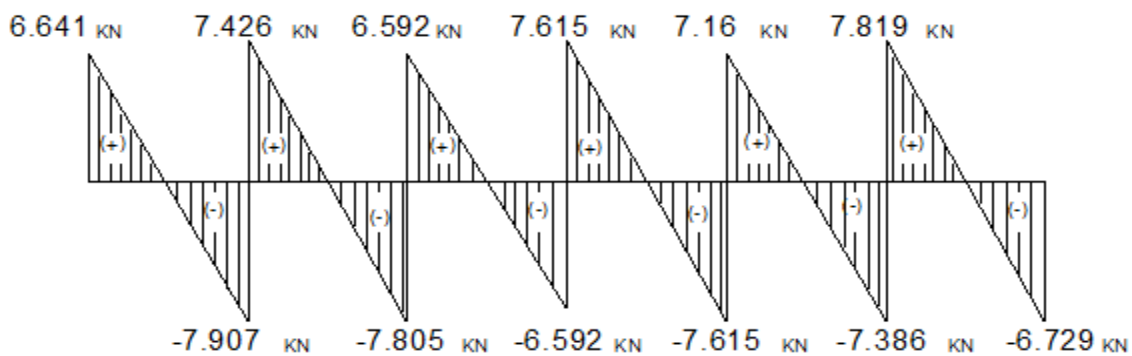


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'E.L.S

Type 02 :

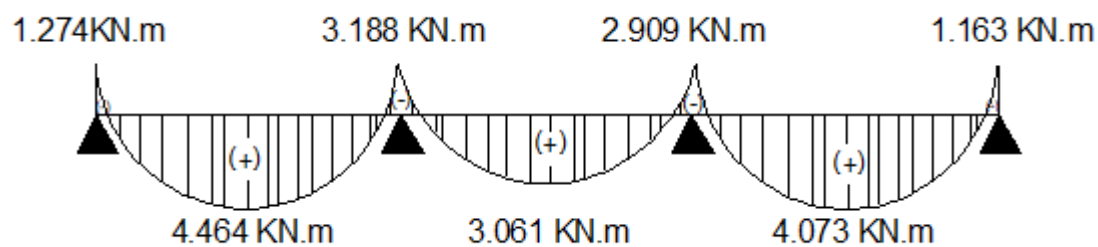


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

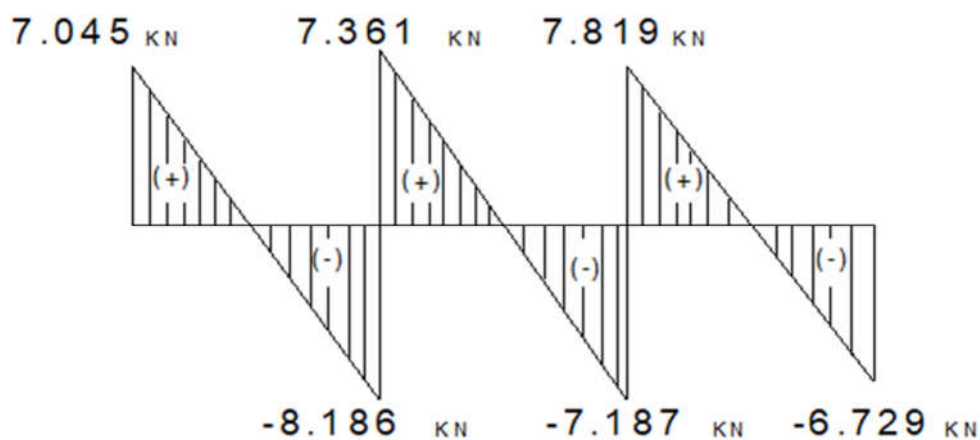


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Type 03 :

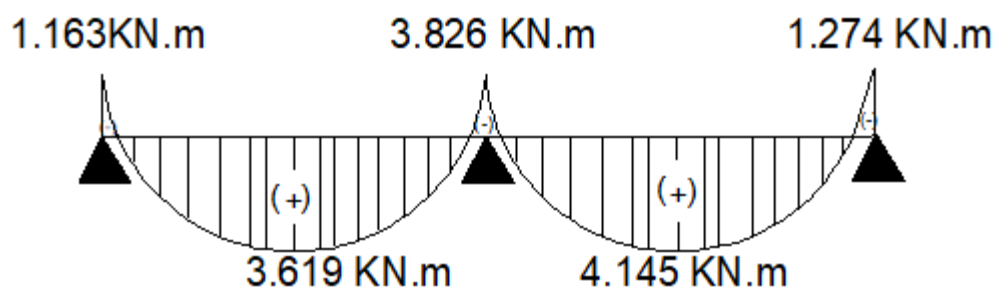


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

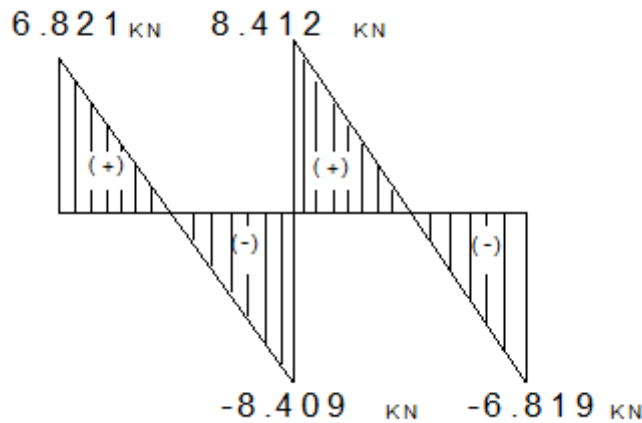


Figure III.19 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

Etat limite de compression du béton :

➤ En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec } M_t^{max} = 4.464 \text{ KN.m} ; A_t = 1.5 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.5}{12 \times 18} = 0.694$$

β_1 est en fonction de ρ_1 .

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.879 \\ k_1 = 26.32 \end{cases} \quad \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26.32} = 0.0379$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.464 \times 10^6}{1.5 \times 10^2 \times 0.879 \times 18 \times 10} = 188.09 \text{ MPa} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.0379 \times 188.09 = 7.128 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 7.128 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec } M_a^{max} = 3.826 \text{ KN.m} ; A_a = 0.78 \text{ cm}^2 ; d = 18 \text{ cm}$$

β_1 est en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = \mathbf{0.462}$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.897 \\ k_1 = 33.54 \end{cases} \implies \text{à partir des tableaux, à L' ELS}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.826 \times 10^6}{0.78 \times 10^2 \times 0.897 \times 18 \times 10} = 303.79 \text{ MPa} \quad \text{avec, } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 303.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible .donc aucune vérification n'est nécessaire. (article A.4.5,32 du B.A.E.L 91/modifié 99)

➤ **Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91)**

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

D'après les règles du BAEL 99, on s'intéresse pas au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0.059.$$

$$\frac{1}{22.5} = 0.044.$$

$$\frac{h}{L} = 0.059 \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.5}{12 \times 18} = 0.00694.$$

$$\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{4.464}{15 \times 6.38} = 0.046$$

$$\frac{h}{L} = 0.059 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = 0.046 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors les poutrelles des différents planchers seront ferrillées comme suite :

❖ **Armatures longitudinales :**

- en travée : 3 HA 8
- aux appuis : 1 HA10

❖ **Armatures transversales :**

- étrier : 1HA6 .St=15 cm.

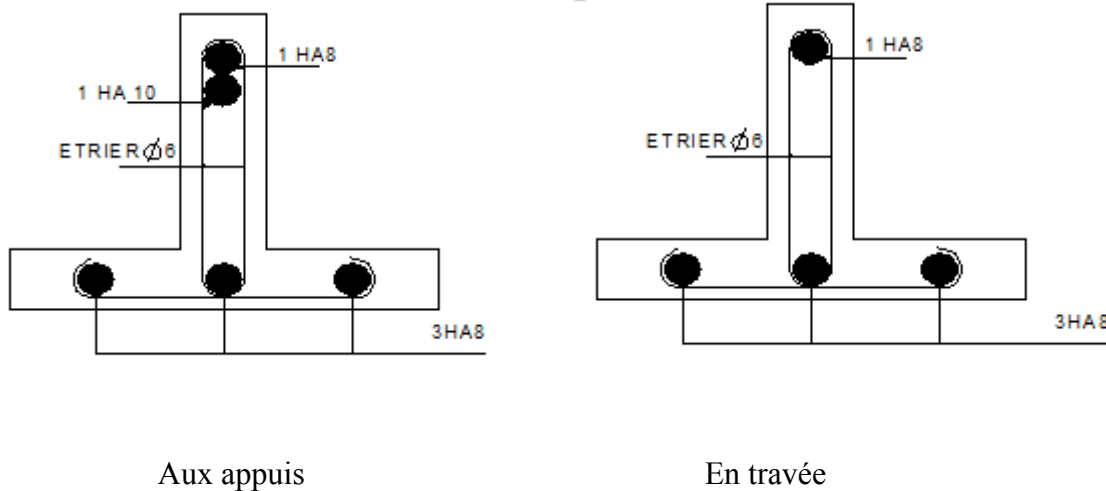


Figure III.20 : Schéma de ferraillage des poutrelles.

III.2. ESCALIER

Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

III.2.1. Calcul d'escalier d'étage courant

Pré-dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

Hauteur des contres marches :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.} \quad \text{On prend } h = 16 \text{ cm.}$$

Nombre de contres marches :

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

$$H = 153 \text{ cm} ; \quad h = 16 \text{ cm} ;$$

$$\text{donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{16} \rightarrow n = 10 \text{ contre marches}$$

Nombre de contres marches :

$$n = 10 \text{ contre marches ; Donc : } m = n - 1 = 9 \text{ marches.} \longrightarrow m = 9 \text{ marches.}$$

le giron :

$$g = \frac{L_2}{m} = \frac{287}{9} = 32 \longrightarrow g = 32 \text{ cm.}$$

Vérification de la loi de BIONDEL

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 32 + 2(16) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.2. Epaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

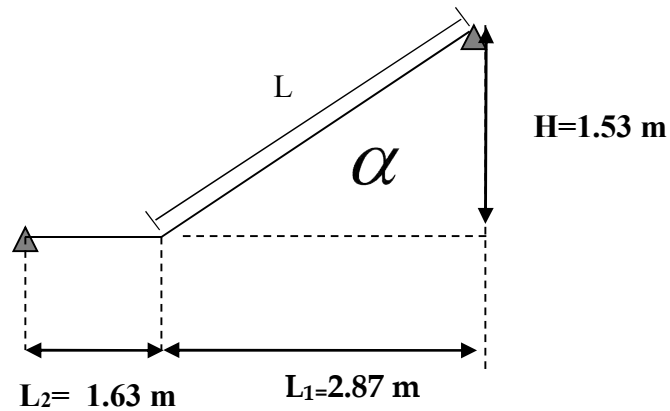
Paillasse 1 :

Figure III.21 : Schéma statique de l'escalier

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.87} = 0.53$$

$$\alpha = 27.92^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.87}{\cos \alpha} = 3.24 \text{ m}$$

$$L_0 = 1.66 + \frac{2.87}{\cos \alpha} = 4.9 \text{ m}$$

$$L_0 = 4.9 \text{ m}$$

$$\frac{4.9}{30} \leq e_p \leq \frac{4.9}{20} \longrightarrow 0.16 \leq e_p \leq 0.245$$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$.

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers du bâtiment.

III.2.3. Détermination des charges et surcharges

III.2.3.1. Charge permanente

a. Volée :

Tableau III.1 : Chargement de la volée

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1 ml m ²	Charge (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0.20}{\cos 27.92} = 0.22$	5.5
Poids propre de la marche	25	$\frac{1 \times 0.17}{2} = 0.085$	2.125
Lit de sable	18	1 x 0.02	0.36
Carrelage vertical	20	1 x 0.01	0.2
Carrelage horizontal	20	1 x 0.01	0.2
Mortier vertical	22	1 x 0.01	0.2
Mortier horizontal	22	1 x 0.02	0.44
Enduit de ciment	22	$\frac{1 \times 0.02}{\cos 27.92} = 0.022$	0.484
Garde-corps	-	-	0.2
Total			9.709

b. Le palier de repos

Tableau III.2: Chargement du palier

Les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	Charge (KN/ml)
Poids propre de palier	25	1 x 0.20	5.00
Lit de sable	18	1 x 0.02	0.36
Carrelage	20	1 x 0.01	0.20
Mortier de pose	22	1 x 0.02	0.44
Enduit ciment	22	1 x 0.02	0.44
Total			6.44

III.2.3.2. Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTR B.C.2.2) qui est la même pour la paillasse et le palier :

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

1. Calcul des efforts internes :

Combinaisons de charges

- à L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times 9.709 + 1.5 \times 2.5 = 16.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{palier: } q_u = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.44 \text{ KN/m}$$

- à l'ELS :

$$q_u = G + Q$$

Volée : $q_s = 9.709 + 2.5 = 12.20 \text{ KN/ml}$.

Palier: $q_s = 6.44 + 2.5 = 8.94 \text{ KN/ml}$.

III.2.4. Calcul à L'ELU

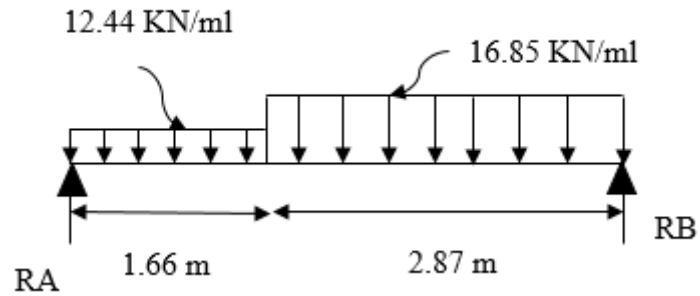


Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = R_A + R_B = (12.44 \times 1.66) + (16.85 \times 2.87) = 69 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$- 4.53 R_A + (12.44 \times 1.66 \times 3.7) + (16.85 \times 2.87 \times 1.435) = 0$$

$$R_A = 32.18 \text{ KN.} \quad R_B = 36.82 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon $0 \leq x \leq 1.66 \text{ m}$

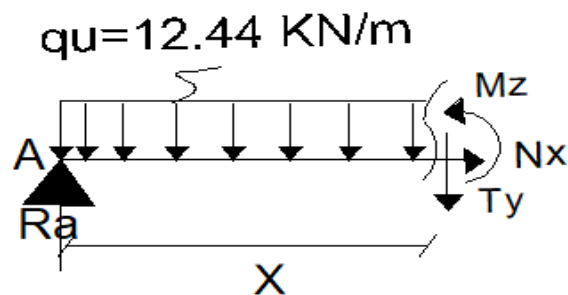


Figure III.23 : Schéma statique.

$$T_y = -12.44.X + 32.18. \text{ Pour } \begin{cases} X=0 \text{ m} ; T_y = 32.18 \text{ KN} . \\ X=1.66 \text{ m} ; T_y = 11.52 \text{ KN} . \end{cases}$$

$$M_z = -12.44 \times \frac{X^2}{2} + 32.18 X. \begin{cases} X=0 \text{ m} ; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.66 \text{ m} ; M_z = 36.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon $0 \leq x \leq 2.87 \text{ m}$

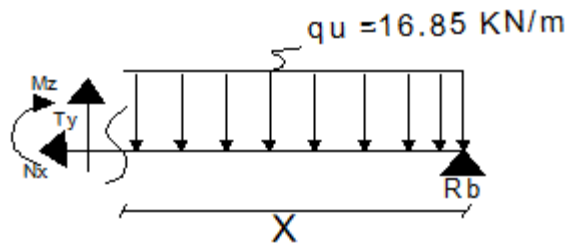


Figure III.24 : Schéma statique.

$$T_y = 16.85.X - 36.82 \text{ Pour } \begin{cases} X=0 \text{ m} ; T_y = -36.82 \text{ KN} . \\ X=2.87 \text{ m} ; T_y = 11.52 \text{ KN} . \end{cases}$$

$$M_z = -16.85 \times \frac{X^2}{2} + 36.82 X. \begin{cases} X=0 \text{ m} ; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=2.87 \text{ m} ; M_z = 36.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment maximal $M_{z\max}$:

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

$$T_y = 16.85.X - 36.82 = 0 \Rightarrow x = 2.18 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation, $M_z = -16.85 \times \frac{X^2}{2} + 36.82 X$

$$M_{z\max} = 40.23 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{z\max} = 34.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_{z\max} = -12.07 \text{ KN.m}$$

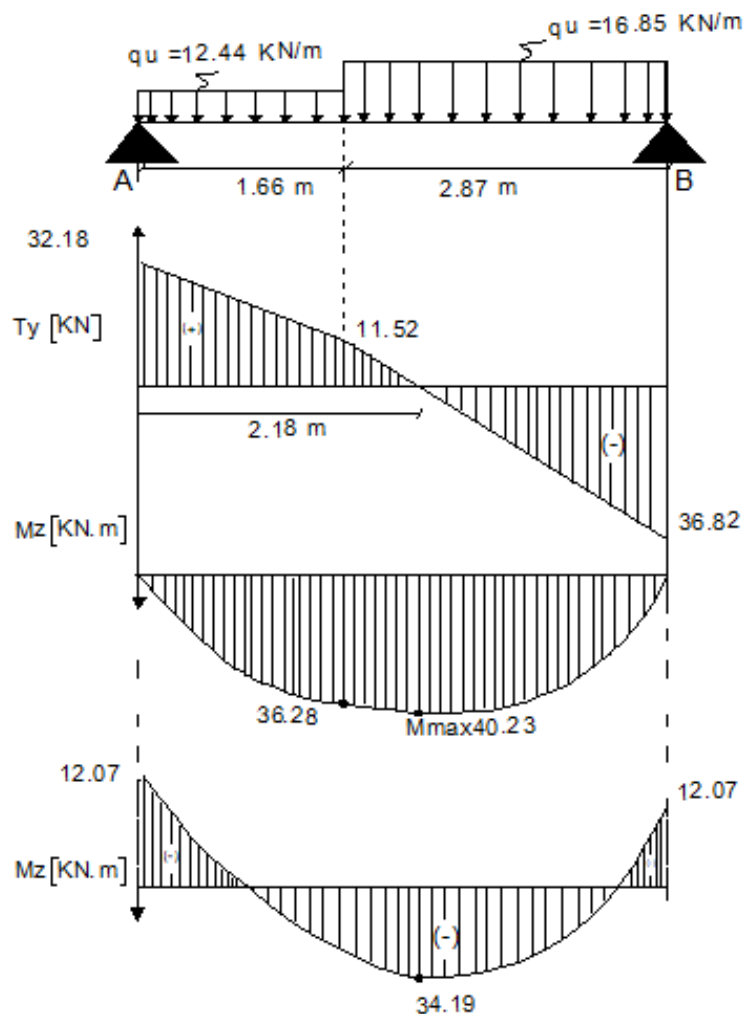


Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants et moments à l'ELU.

III.2.5.Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) .

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,19 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_b = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34,19 \times 10^3}{0,962 \times 18 \times 348} = 5,67 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{adoptée} = 5HA14 = 7.69 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions

Selon l'article A.8.2,41 du BAEL 99 . Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à $\frac{1}{4} A_{adoptée}$, dans le cas contraire (cas de l'escalier).

$$A_r = \frac{1}{4} A_{adoptée} = \frac{1}{4} \times 7.69 = 1.92 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

2. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,07 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_b = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{asc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,07 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{adoptée} = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{1}{4} A_{\text{adoptée}} = \frac{1}{4} \times 4.52 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$ Avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

III.2.6.Vérification a l'ELU

Condition de non fragilité :(BAEL91 mod99/ Art A4.21).

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 18 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

- En travée : $A_{\text{adoptée}} = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification au cisaillement : (BAEL 99 /Art A5.1,1)

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{bd} = \frac{36.82 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.20 < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 mod 99/ Art A6.1,3)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

Ou :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0,9.d.\sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17,58 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,82 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 175,8} = 1,29 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,29 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant (BAEL 91/ mod 99 Art A.5.1.312)

Au niveau des appuis :

$$A_{ast \text{ adoptée}} \geq A_{stancrer} = \frac{\gamma_s V_{u \max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 36,82 \cdot 10^3}{400 \times 10^2} = 1 \text{ cm}^2.$$

$A_{ast \text{ adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2$.la condition est vérifiée.donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Ancrages des barres (BAEL91/MOD99 art 6.1,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, la longueur de scellement droite L_s égale à :

$$L_s = 35\phi$$

- pour les HA 10 : $L_s = 35 \times 1,0 = 35 \text{ cm.}$
- pour les HA 12 : $L_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm.}$
- pour les HA 14 : $L_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$

Espacement des barres (BAEL91 mod 99/ Art A.8.2,42) :

Pour les charges réparties seulement :

- Armatures principales :

En travée : $St = 20 \text{ cm} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} < \min \{2h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- Armatures de répartition:

$$S_t = 25\text{cm} < \min\{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7.Calcul à l'ELS

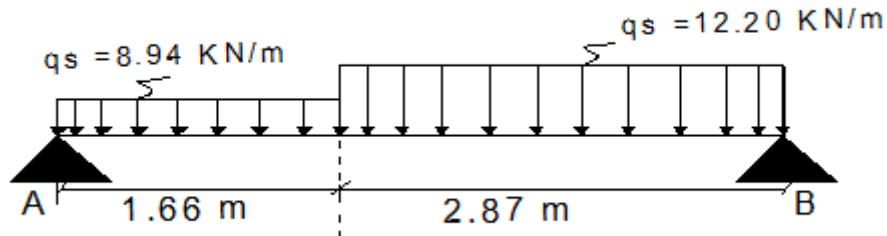


Figure III.26: Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

- Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (8.94 \times 1.66) + (12.20 \times 2.87) = 49.85 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B \times 4.53 = 12.20 \times 2.87 \left(\frac{2.87}{2} + 1.66 \right) + 8.94 \times \left(\frac{1.66^2}{2} \right) \Rightarrow R_B = 26.63 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} R_A = 23.22 \text{ KN.} \\ R_B = 26.63 \text{ KN.} \end{cases}$$

Calcul des efforts internes :

Tronçon $0 \leq x \leq 1.66 \text{ m}$

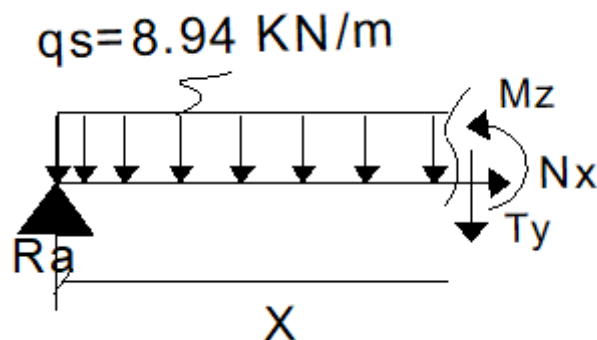


Figure III.27: Schéma statique.

$$Ty = -8.94.X + 23.22. \text{ Pour } \begin{cases} X=0 \text{ m ; } Ty = 23.22 \text{ KN.} \\ X=1.66 \text{ m ; } Ty = 8.37 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$Mz = -8.94 \times \frac{X^2}{2} + 23.22 X. \begin{cases} X=0 \text{ m ; } Mz = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.66 \text{ m ; } Mz = 26.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon : $0 \leq x \leq 2.87 \text{ m}$

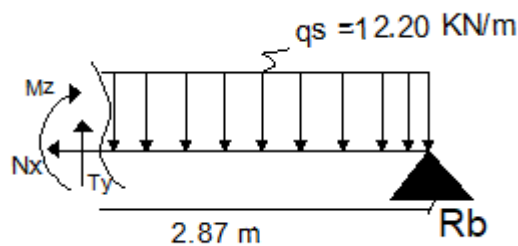


Figure III.28 : Schéma statique.

$$Ty = 12.20.X - 26.63 \text{ Pour } \begin{cases} X=0 \text{ m ; } Ty = -26.63 \text{ KN.} \\ X=2.87 \text{ m ; } Ty = 8.38 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$Mz = -12.20 \times \frac{X^2}{2} + 26.63 X. \begin{cases} X=0 \text{ m ; } Mz = 0 \text{ KN.m} \\ X=2.87 \text{ m ; } Mz = 26.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment maximal $M_{z\max}$:

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule .d'où :

$$Ty = 12.20.X - 26.63 = 0 \Rightarrow x = 2.18 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation, $Mz = -12.20 \times \frac{X^2}{2} + 26.63 X$

$$M_{z\max} = 29.07 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- En travée : $M_t = 0.85 M_{zmax} = 24.70 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a = -0.3 M_{zmax} = -8.72 \text{ KN.m}$

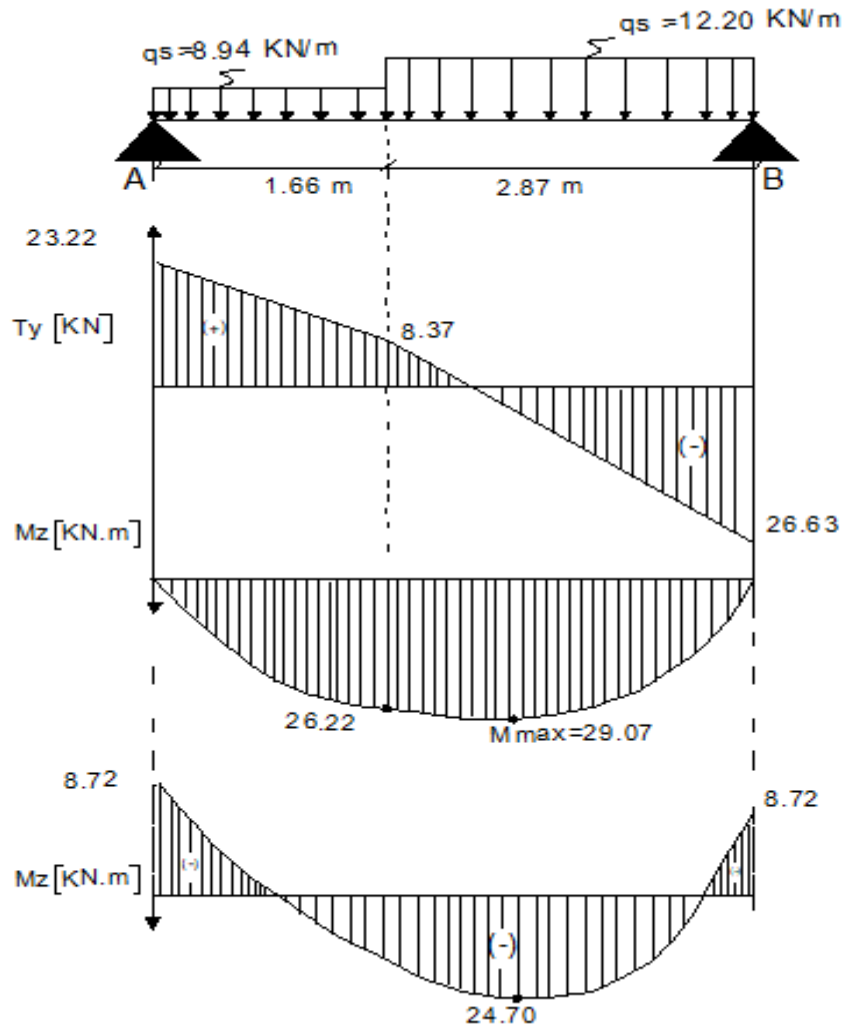


Figure III.29: Diagramme des efforts tranchants et des moments aux appuis à L'ELS.

III.2.8.Vérification à L'ELS

Etat limite de compression du béton :

En travée :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d A}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0,427.$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 0,427$; $\beta_1 = 0,900$; $K_1 = 35.00$.

$$\sigma_{st} = \frac{24.7 \times 10^6}{0,900 \times 180 \times 7.69 \times 10^2} = 198.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{198.26}{35} = 5.66 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0,251.$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 0,251$; $\beta_1 = 0,920$; $K_1 = 47.5$.

$$\sigma_{st} = \frac{8.72 \times 10^6}{0,920 \times 180 \times 4.52 \times 10^2} = 116.49 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{116.49}{47.5} = 2.45 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouvertures des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5.32 du BAEL 91).

Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL91/modifié 99).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{453} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,044 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{24,70}{10 \times 29,07} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 18} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Les conditions $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ et $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire.

Calcul de la flèche (BAEL91/modifié 99 art B.6.5,2) :

$$f_v = \frac{L^2 M_s}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{453}{500} = 0,91 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{L^2 M_s}{10 E_l I_{fl}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{453}{500} = 0,91 \text{ cm}$$

Avec :

- M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.
- E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$).
- E_l : Module de déformation instantanée ($E_l = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$).
- I_{fv} , I_{fl} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda_v} ; \quad I_{fl} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda_l}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 - v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \longrightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15x A_x d = \frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 7,69 \times 18 = 22076,3 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n x A = b x h + n x A = 100 \times 20 + 15 \times 7,69 = 2115,35 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{22076,3}{2115,35} = 10,43 \text{ cm} \implies V_2 = 20 - 10,43 = 9,57 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.43^3 - 9.57^3) + 15 \times 9.57 (9.57 - 2)^2 \times 7.69 = 71.86 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_t \times 28}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b d} = \frac{7.69}{100 \times 18} = 0.004 \text{ des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.004 ; \beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d A} = \frac{24.7 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 7.69} = 181.15 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.004 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 5.25 \implies \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.1$$

Et :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_t \times 28}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_t \times 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 181.15 + 2.1} = 0.204$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{71.86 \times 10^3}{1 + 0.204 \times 2.1} = 55338.84 \text{ cm}^4 \text{ et } I_{fl} = 1.1 \frac{71.86 \times 10^3}{1 + 0.204 \times 5.25} = 38699.17 \text{ cm}^4$$

Au final :

$$f_v = \frac{453^2 \times 24.7 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 55338.84} = 0.846 \leq \bar{f} = 0.91 \text{ cm la flèche est vérifiée}$$

$$f_l = \frac{453^2 \times 24.7 \times 10^3}{10 \times 32164.2 \times 38699.17} = 0.476 \leq \bar{f} = 0.91 \text{ cm la flèche est vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferraillage retenu est le suivant :

- **L'escalier :**

En travée

Armatures principales **5HA14 = 7.69 cm²**. Avec : St = 20 cm

Armatures de répartition **5HA10 = 3.92 cm²**. Avec : St = 20 cm.

Aux appuis

Armatures principales = $4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec : un St = 25 cm

Armatures de répartition $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec un St = 25cm

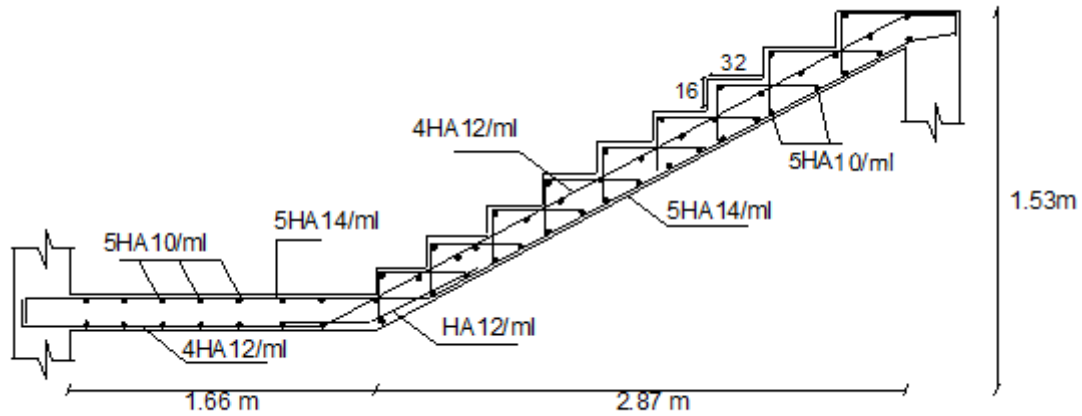


Figure III 30: Plan de ferraillage de l'escalier.

III.3. Poutres palières

La hauteur et la largeur des poutres palières est donnée par :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

L : est la portée libre de la travée considéré (L=290cm).

$$L = 290 - 30 = 260 \text{ cm}$$

$$\frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10}$$

$17.33 \leq h_t \leq 26 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 30 \text{ cm}$.

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité $b = 25 \text{ cm}$.

III.3.1. Vérifications aux exigences d' RPA

Tableau III.3: Vérification aux exigences du RPA.

Conditions	Poutres palières	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	30 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.2	vérifiée

Combinaison des charges et surcharges:

A l'ELU : $q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \cdot 1,875 + 32,18 = 34,71 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 34,71 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = 1,875 + 23,22 = 25,095 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 25,095 \text{ KN/ml}$$

Schémas statiques:

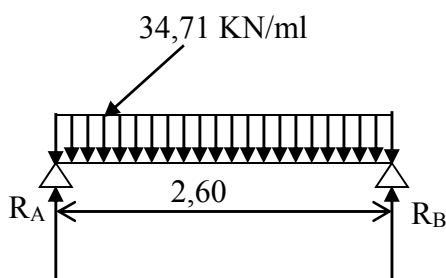


Schéma statique (ELU)

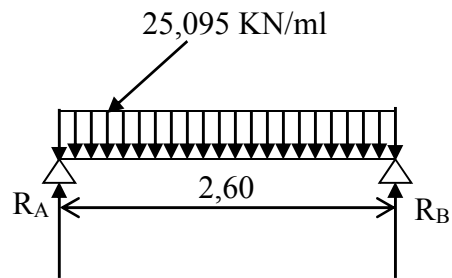


Schéma statique (ELS)

Figure III.31: Schéma statique de la poutre palière.

A l'ELU**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{34,71 \cdot 2,6}{2} = 45,12 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 45,12 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{34,71 \cdot 2,6^2}{8} = 29,32 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_0 = 24,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \cdot M_0 = -8,79 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :**Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{25,095 \cdot 2,6}{2} = 32,62 \text{ KN.}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{25,095 \cdot (2,60)^2}{8} = 21,20 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 21,20 = 18,02 \text{ KN.m}$$

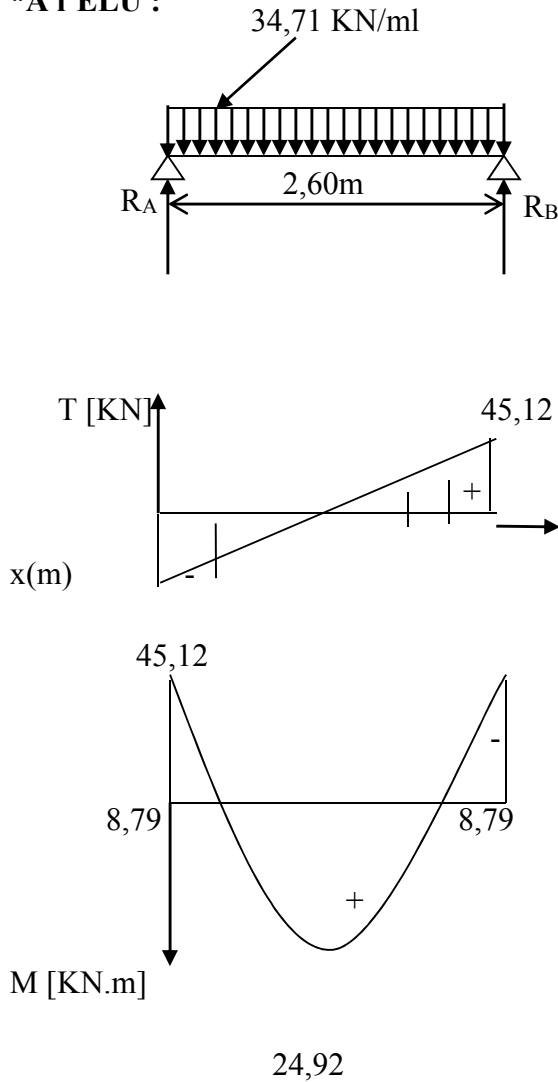
Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 21,20 = -6,36 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants :

$$T_s^{\max} = 32,62 \text{ KN}$$

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :



* A l'ELS

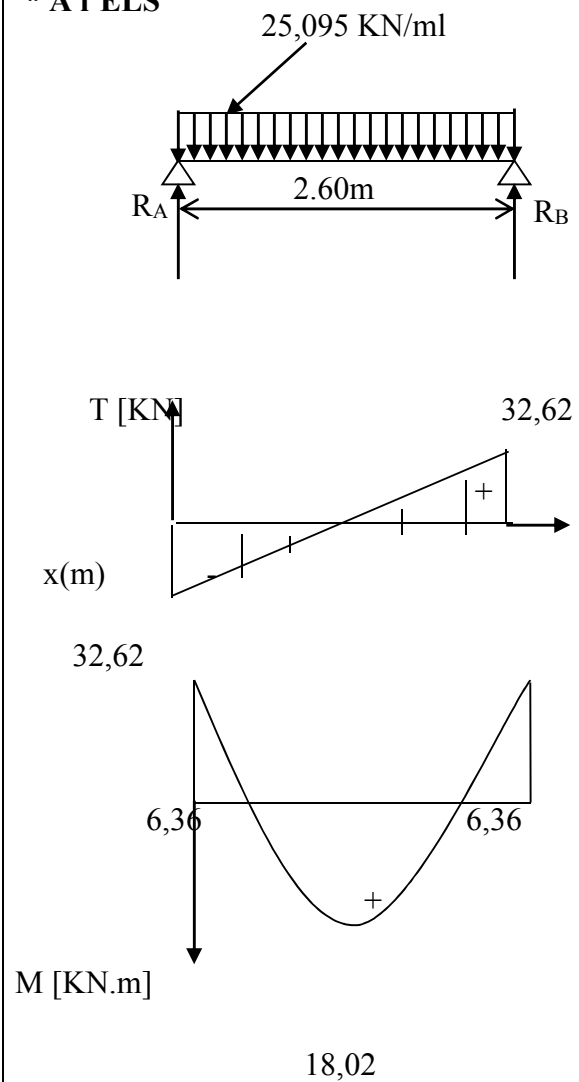


Figure III.32 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière.

III.3.2.Ferraillage

1. Calcul des armatures longitudinales

En utilisant ces formules de calculs de ferraillage, on remplit le tableau suivant :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Tableau III.4 : Ferraillage de la poutre palière

Zone	M_u (KN.m)	μ	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
Travée	24,92	0,09	0,953	2,68	3HA12 = 3,39cm ²
Appuis	8,79	0,031	0.984	0,916	3HA10 = 2,35cm ²

a. Condition de non fragilité : (BAEL91 mod99/Art A4.21) :

$$A_{\min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23.28.25. \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{sa} = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b.Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99Art.5.1.2.1) :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{45,12.10^3}{0,25 \times 0,28.10^6} = 0,64 < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(art A.5.1,313/BAEL99)

$$T_u = \frac{2Vu}{b \cdot x \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 45,12 \cdot 10^3}{0,25 \times 0,9 \times 0,28 \cdot 10^6} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$T_u \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\lambda b} = 13,33 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(45,12 + \frac{24,92}{0,9 \cdot 0,28} \right) = 4,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4,14 \text{ cm}^2 > 2,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{45,12 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,58 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

Avec :

d: Ancrage des barres (BAEL 99/ Art 6.1, 221) Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm.}$$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

-En travée : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 42 = 16,8\text{cm}$

-Aux appuis : $L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 35 = 14\text{cm}$.

On adoptera $L_c = 20\text{cm}$

2. Calcul des armatures transversales :

a. Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = 0,857\text{cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

b. Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9.d; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t.f_e}{0,4.b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 25} = 135,6\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3.f_{t28})} = \frac{0,8 \cdot 3,39 \cdot 400}{25(0,636 - 0,3 \times 2,1)} = 7232\text{cm}$$

c. Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :

Zone nodale :

$$St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7,5\text{cm}.$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 7,5\text{cm}.$$

$$S_t = 7\text{cm}.$$

Zone courante:

$$St_5 \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}.$$

Soit $S_t \leq \min \{S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3}; S_{t_5}\} = 15 \text{ cm}$.

$S_t = 15 \text{ cm}$.

d. Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003.15.25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < \{A_t, A_a\}$ condition vérifiée.

III.3.3. Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}.$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adop}}{b.d} ; K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s.\beta_1.d} ; \sigma_{bc} = K.\sigma_s$$

Tableau III.5 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	μ	As (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	ρ_1	α_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}
Travée	18,02	0,064	1,91	3HA12=3,39	0,484	0,315	0,895	32,62	212,11	6,50
Appui	6,36	0,022	0,7	3HA10=2,35	0,335	0,270	0,910	40,56	106,21	2,61

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_{st}$$

Donc les conditions dans le béton et l'acier sont vérifiées.

2. Vérification d'état limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91)

3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 99/ Art. B.6.5,1) :

$$h/l \geq 1/16$$

$$0,30/2,60=0,11 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$M_t/10M_0=18,02/21,20.10=0,85$$

$$h/l \geq 0,85 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s/bd=3,39/25.28$$

$$=0,0048 \leq 4,2/400=0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

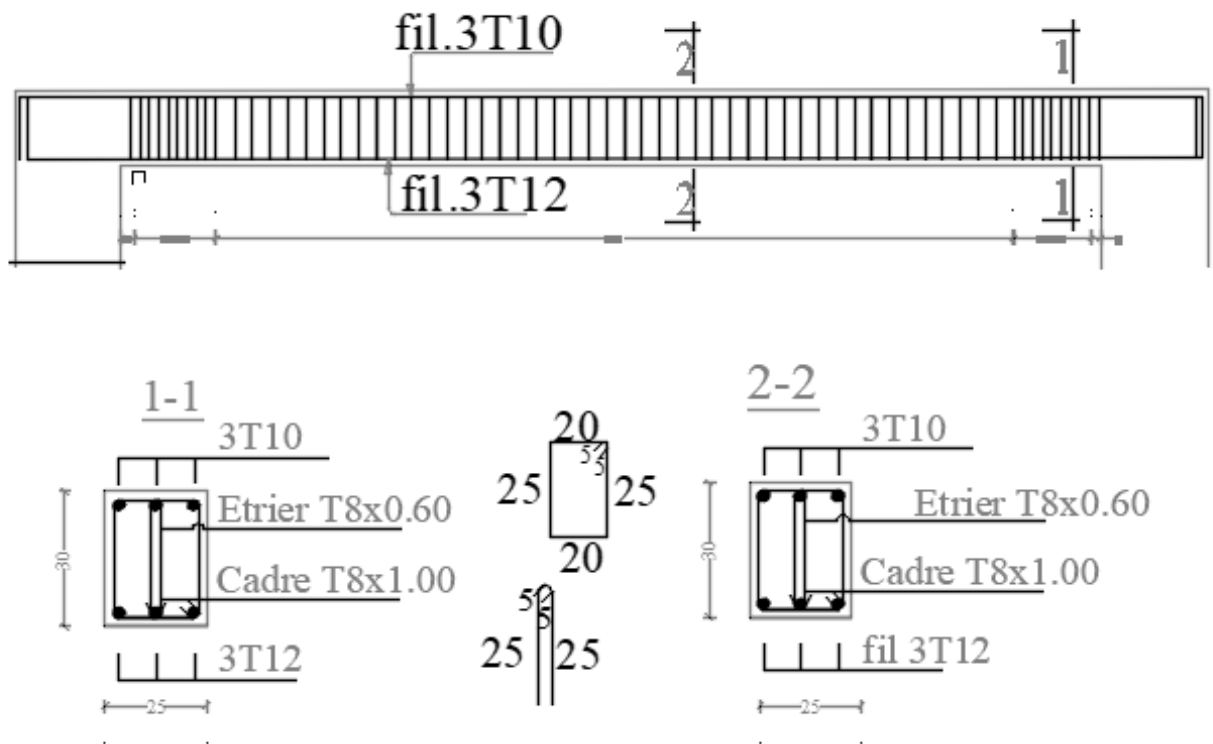


Figure III.33 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.4. La dalle de la salle machine

Introduction

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.40x1.48) m² appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage. Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes.

III.4.1. Dimensionnement

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{1.48} = 0.95$$

$0.4 < \rho_x = 0.95 < 1$. Donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$e \geq \frac{l_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.67 \text{ cm.}$$

On opte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

Détermination des sollicitations

Moments engendrés par le système de levage

Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée.

Calcul de U et V :

$$U = U_0 + 2 * \xi * e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 * \xi * e + h_0$$

h_0 : Épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : Épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$).

ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.

U_0 et V_0 : Côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80\text{cm}$)

$$U = 80 + 2 \cdot 1 \cdot 5 + 15 \quad U = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \cdot 1 \cdot 5 + 15 \quad V = 105 \text{ cm}$$

Calcul des moments fléchissant M_x et M_y

$$M_x = P. (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + v.M_1)$$

Avec : v : Coefficient de POISSON.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de $\frac{U}{l_x}$, $\frac{V}{l_y}$

et ρ .

Donc :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{140} = 0.75 \quad ; \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{148} = 0.71 \quad ; \quad \rho = 0.95$$

Après interpolation : $M_1 = 0.065$; $M_2 = 0.052$

- **à l'ELU ($v = 0$)**

$$M_{xu} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.065 = 7.90 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yu} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.052 = 6.32 \text{ kN.m.}$$

- **l'ELS ($v = 0.2$)**

$$M_{xs} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.065 + 0.2 \times 0.052) = 6.79 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ys} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.052 + 0.2 \times 0.065) = 5.85 \text{ kN.m.}$$

Moments dus au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$\text{Sens } l_x \text{ (Petite portée)} : M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad (\text{Pratique du BAEL 91, p. 353}).$$

$$\text{Sens } l_y \text{ (Grande portée)} : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de **l'annexe E.3 du BAEL 91** en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc : pour $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.95$

$$\text{à l'ELU} : \mu_x = 0.0410 \quad ; \quad \mu_y = 0.888$$

$$\text{à l'ELS} : \mu_x = 0.0483 \quad ; \quad \mu_y = 0.923$$

$$\text{Poids propre de la dalle pleine} : G = [(25 \times 0.15) + (22 \times 0.05)] \times (1) = 4.85 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} : Q = 1 \text{ kN/ml.}$$

À l'ELU

$$M_{xu'} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0410 \times 4.85 \times 1.40^2 = 0.389 \text{ kN.m.}$$

$$M_{yu'} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.888 \times 0.389 = 0.345 \text{ kN.m.}$$

À l'ELS

$$M_{xs'} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0483 \times (4.85 + 1) \times 1.40^2 = 0.55 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ys'} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.923 \times 0.55 = 0.50 \text{ kN.m.}$$

Superposition des moments**À l'ELU :**

$$M_x = M_{xu} + M_{xu'} = 7.90 + 0.389 = 8.28 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{yu} + M_{yu'} = 6.32 + 0.345 = 6.66 \text{ kN.m.}$$

À l'ELS

$$M_x = M_{xs} + M_{xs}' = 6.79 + 0.55 = 7.34 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = M_{ys} + M_{ys}' = 5.85 + 0.50 = 6.35 \text{ kN.m.}$$

Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

Donc :

À l'ELU

En travée

$$M_x = 0.85 \times 8.43 = 7.17 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 0.85 \times 6.79 = 5.77 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis

$$M_x = -0.3 \times 8.43 = -2.53 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = -0.3 \times 6.79 = -2.04 \text{ kN.m.}$$

À l'ELS

En travée

$$M_x = 0.85 \times 7.51 = 6.38 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 0.85 \times 6.51 = 5.53 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis

$$M_x = -0.3 \times 7.51 = -2.25 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = -0.3 \times 6.51 = -1.95 \text{ kN.m.}$$

III.4.2.Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M.10^6}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{M.10^6}{1000.130^2.14.2}$$

À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M.10^6}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M.10^6}{\beta.13.348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Zone	Sens	Mu [kN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]		St [cm]
En travée	X-X	7.17	0.030	0.985	1.61	4HA12	4.52	25
	Y-Y	5.77	0.024	0.988	1.29	4HA12	4.52	25
Aux appuis	X-X	-2.53	0.012	0.994	0.56	4HA10	3.14	25
	Y-Y	-2.04	0.008	0.996	0.45	4HA10	3.14	25

III.4.3.Vérifications à l'ELU :

Condition de non-fragilité (BAEL 91 / Art. B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence.

Sens x-x

$$A_{Xmin} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 * \frac{3 - 0.95}{2} * (100 * 15) = 1.23 \text{ cm}^2$$

$A_X = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{Xmin} = 1.23 \text{ cm}^2 \implies$ **La condition est vérifiée.**

Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_X}{b \cdot h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_{ymin} \geq \rho_0 * (b \cdot h) = 0.0008 * (100 * 15) = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A_Y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{Ymin} = 1.20 \text{ cm}^2. \implies$ **La condition est vérifiée.**

Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi_{adopté} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \implies$ **La condition est vérifiée.**

Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

Direction la plus sollicitée (x-x) : $St = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}. \implies$ La condition est vérifiée.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$
 \implies La condition est vérifiée.

Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

$$Q_u = 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

h : L'épaisseur totale de la dalle,

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m}$).

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ kN.}$$

$$Q_u = 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 * 4.2 * 0.15 * \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$Q_u = 135 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN}$. La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 / Art. A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot h} \text{ est au plus égale à } \tau_u = 0.07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Donc :

Au milieu de U :

$$V_u = \frac{p}{2 \cdot U + V} = \frac{121.5}{2 * 0.8 + 0.8} = 50.63 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$V_v = \frac{p}{3 \cdot U} = \frac{121.5}{3 * 0.8} = 50.63 \text{ KN}$$

D'où

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot h} = \frac{50.63 * 10^3}{2 * 0.8 + 0.8} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 * \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.4.4.Vérifications à l'ELS

Etat limite de compression du béton

Sens x-x

En travée :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A}$$

$$\rho = \frac{100 * A}{b * d} = \frac{100 * 3.14}{100 * 13} = 0.242$$

A partir des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.242$, $\beta_1 = 0.921$, $K_1 = 48.29$

$$\sigma_{st} = \frac{6.38 * 10^6}{0.921 * 130 * 3.14 * 10^2} = 169.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{169.70}{48.29} = 3.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 * A}{b * d} = \frac{100 * 2.01}{100 * 13} = 0.155$$

a partir des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.155$, $\beta_1 = 0.935$, $K_1 = 61.92$

$$\sigma_{st} = \frac{1.95 * 10^6}{0.935 * 130 * 3.14 * 10^2} = 79.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{79.81}{61.92} = 1.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 99) .

Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 99/ Art. B.7.5**) :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 * M_x} \quad ; \quad \rho_x = \frac{A_x}{b * d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = \frac{7.17}{20 * 8.43} = 0.043 . \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b * d} = \frac{3.14}{100 * 13} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005. \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion

Le ferraillage retenu pour la dalle de la salle machine est le suivant :

Sens x-x

En travée : 4HA 12/ml (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

Sens y-y

En travée : 4HA 12/ml (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

III.5.Calcul des balcons :

Un balcon est un élément de structure en dalle pleine qui va subir des charges et surcharges.

Il sera calculé comme une console encastrée d'une seule extrémité dans la poutre de rive.

III.5.1 Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

- Largeur $l=1,35\text{m}$.
- Epaisseur de balcon (dalle pleine) : $e \geq \frac{l}{10} = \frac{135}{10} = 13,5\text{cm}$

On prend une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

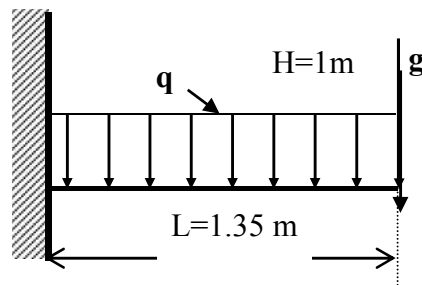


Figure III.34: Schéma statique du balcon.

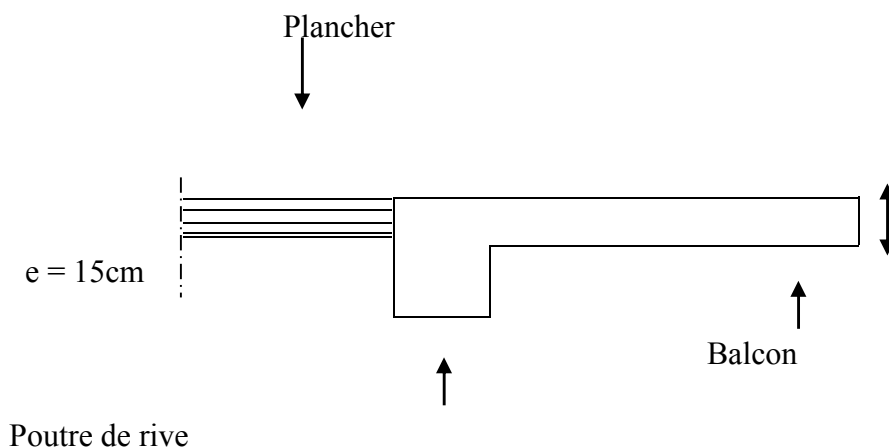


Figure III.35: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

III.5.2. Détermination des charges :**a. Charges permanentes :****Poids surfacique :**

$$G = 536 \text{ Kg/m}^2 \text{ (déjà calculé)}$$

Poids par mètre linéaire :

$$G = 536 \times 1 \times 10^{-2} = 5,36 \text{ KN / ml.}$$

b. Charges concentrées :Poids de garde-corps : $g=1,80 \text{ KN/ml}$ **c. Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN / ml.}$$

III.5.3. Calcul à L'E.L.U :

Le balcon est calculé en flexion simple.

Combinaison de charges :

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

$$q_u = (1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,48 \text{ KN / ml.}$$

$$g = 1,80 \text{ KN/ml}$$

Calcul de moment M_u :

La section de calcul est la section d'encastrement, section sollicitée par le moment maximum.

Moment provoqué par g_u :

$$g_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,80 = 2,43$$

Moment provoqué par q_u :

$$M_{qu} = \frac{+q_u \cdot L^2}{2} = \frac{+12,48 \times (1,35)^2}{2} = 11,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{gu}=2,21\text{KN.m}$$

Moment total M_u :

$$M_u = M_{qu} - M_{gu} = 9,15\text{KN.m.}$$

La fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant :

$$T_u = q_u.l + g_u = 12,48 \times 1,35 + 2,21$$

$$T_u = 19,05\text{KN}$$

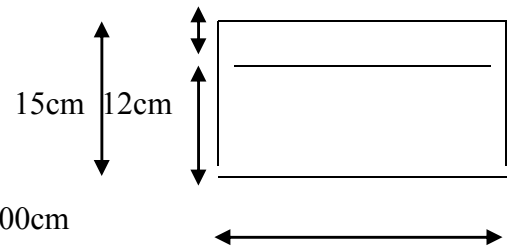
III.5.4. Ferraillage :

1. Armatures principales :(Longitudinales)

-Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{9,15}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,044$$

$$\mu_u = 0,044 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \quad 100\text{cm}$$



Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,045 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.f_{su}} = \frac{9,15 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,24\text{cm}^2$$

$$\text{On opte : } A_s = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,92\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = 20\text{cm}$$

2. Armatures de répartition :(Transversales)

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3,92}{3} = 1,31\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2.$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = 25\text{cm.}$$

III.5.5.Vérification à L'E.L.U :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 12 \times 100. \frac{2,1}{400} = 1,75 \text{ cm}^2 < A_s = 3,92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (cisaillement) :

Fissuration préjudiciable (Art 5-1-2-1)

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,3 \text{ MPa.}$$

$$V_U^{\max} = 17,11 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,11 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,142 < 3,3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis
BAEL.91-Art6.1.3**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{17,11 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 3,14 \times 10 \times 5} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,00 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres (BAEL.91-A-6-1-2) :

$$L_s = 35 \phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$L_c = 0,4l_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

On adopte $l_c = 15 \text{ cm.}$

Espacement des barres :

-Armatures principales :

$$St_{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

$$St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.6. Vérification à l'ELS :

Combinaison de charges :

$$q_s = G + Q = (5,36 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 8,86 \text{ KN/ml}$$

$$g_s = 0,2$$

Calcul de moment M_s :

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{8,86 \times 1,35^2}{2} - 0,2 \times 1,35 = 10,17 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 3,92 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA}10/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 10,17 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 12} = 0,32$$

$$\rho_1 = 0,32 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,911 ; \quad \alpha_1 = 0,267 ; \quad k_1 = 41,18$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{0,911 \times 0,12 \times 3,92 \times 10^{-4}} = 237,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 237,32 / 41,18 = 5,76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$h/L = 15/135 = 0,111 \geq 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h/L = 0,111 \geq 10,17/10 \times 10,17 = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s/b.d = 3,92/100 \times 120 = 0,0032 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car elle est vérifiée.

Conclusion :

On adoptera :

Armatures principales 5HA10 (St=20cm)

Armatures de répartition 4HA8 (St=25cm)

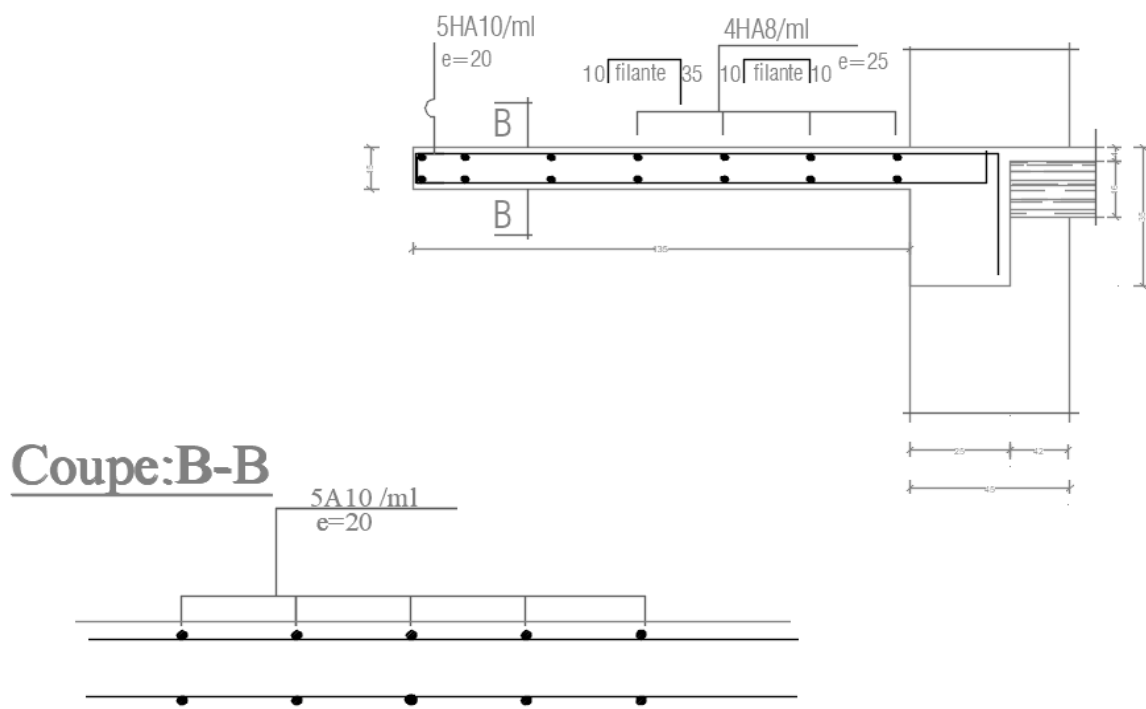


Figure III.36 : Plan de ferraillage du balcon.

III.6. L'acrotère

Dans l'architecture moderne, l'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades. Il forme un rebord suffisamment haut ou s'équipe d'un garde-corps, dans le cas d'une terrasse accessible.

C'est un élément structural secondaire, son rôle est d'assurer la sécurité du bâtiment au niveau de la terrasse inaccessible, et protéger le gravier contre la poussée du vent, et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure par sa forme de pente.

Il est encastré au niveau de la poutre, réalisé en béton armé et assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre $\ll G \gg$, et la charge $\ll Q \gg$ appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée, à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1 m de largeur l

La hauteur : $h = 60\text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2\text{ cm}$; La largeur : $L = 1\text{ m}$

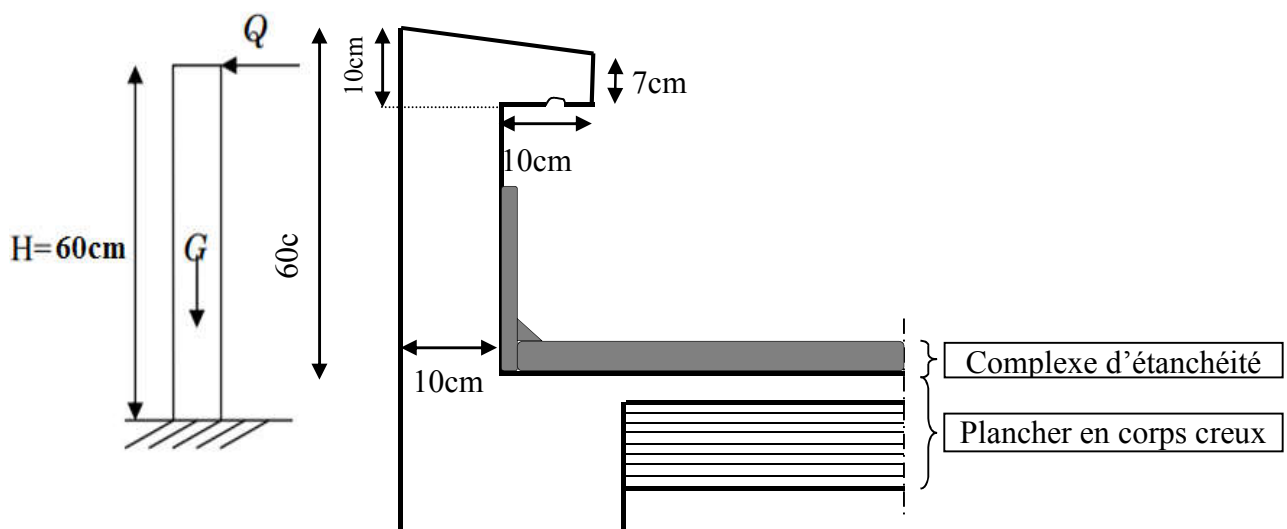


Figure III.37 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.6.1. Les sollicitations

Leurs déterminations se fait pour une bande de 1m de largeur.

III.6.1.1. Inventaire des charges

-Poids propre « G » : $G = \rho \times s \times 1m$

$$S = \left[\frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 \right] = 0,067 \text{ m}^2$$

$$G = 0,067 \times 25 \times 1 = 1,675 \text{ kn/ml.}$$

$$G = 1,675 \text{ kn/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation « Q » :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

III.6.1.2. Les efforts internes

Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1m = 1,675 \text{ KN.}$$

Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1m = 1,00 \text{ KN}$$

III.6.1.3. Schéma statique de l'Acrotère :

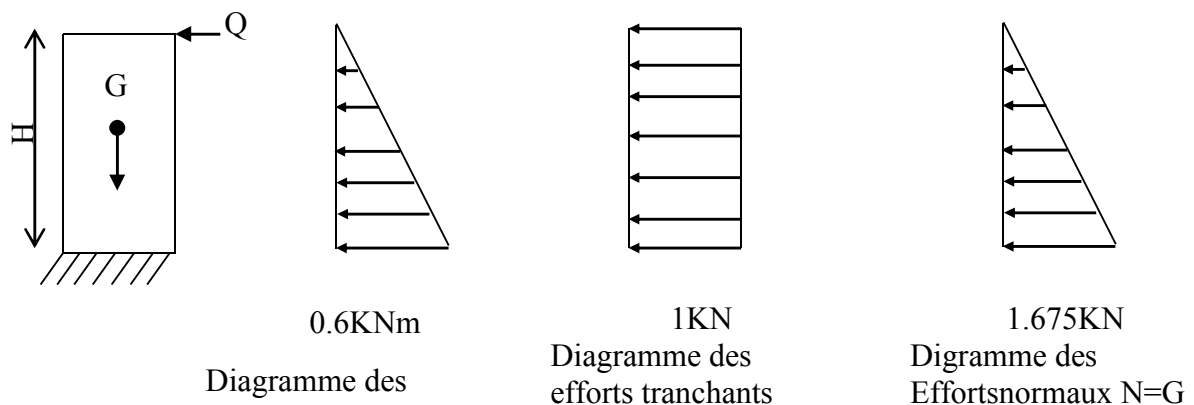


Figure III.38. Diagrammes des efforts internes.

III.6.2. Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :**III.6.2.1. A l'état limite ultime :**

- Effort normal de compression du à G :

$$N_u = 1,35G$$

$$N_u = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement du à Q:

$$M_u = 1,5 M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$$

III.6.2.2. A l'état limite de service :

Effort normal du à G

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,675 \text{ KN}$$

Moment de renversement du à Q:

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Ferraillage :

Le ferraillage sera calculé pour une pièce soumise à la flexion composée et sera donnée par mètre de largeur.

Rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsque 'elle reprend :

- Soit un effort normal ''N'' et un moment fléchissant ''M'' appliqué au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal ''N'' excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.

Le point d'application de 'N' est appelé le centre de pression.

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

III.6.3.1. Calcul a l'ELU :

a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398\text{m.}$$

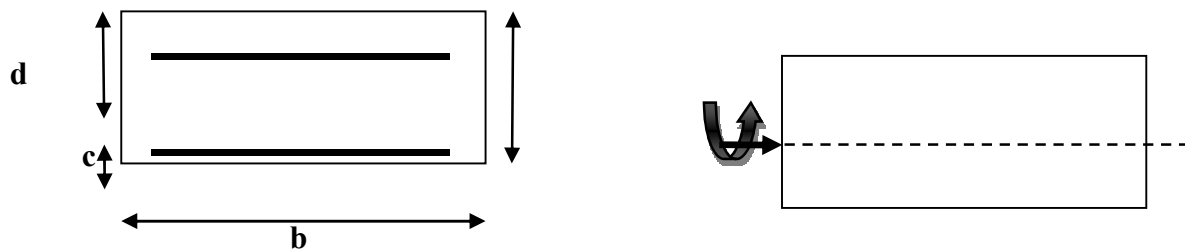


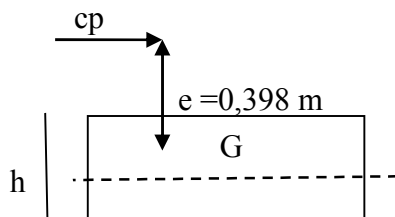
Figure. III.39. Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

On a :

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m.}$$

$$e_u = 0,398 > 0,03.$$

Donc le centre de pression est situé en dehors du noyau central, nous pouvons déduire donc que notre section est partiellement comprimée (s.p.c)



Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous un moment fictif M_f . Puis recalculer la section sous un moment réel en diminuant la portion (Nu/f_{su}) d' A_f due au moment fictif, Nu c'est l'effort de compression.

b. Calcul en flexion simple

-Moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times (e_u + h/2 - c)$$

$$M_f = 2,261(0,398 + 0,05 - 0,02) = 2.261 \times 0.418$$

$$M_f = 0,967 \text{ Kn.m}$$

-Moment réduit μ_u :

$$\text{On a } M_f = 0,945 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{0,967 \cdot 10^3}{1(0,1 - 0,02)^2 14,2 \cdot 10^6} = 0,0106 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$\mu_u = 0,0106 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{0,945 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 0,08 \cdot (400/1,15) \cdot 10^6} = 3,41 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2. A_f = \mathbf{0,34 \text{ cm}^2}.$$

c. Armatures réelles en flexion composée (A_s)

$$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{f_{su}} \rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{f_{su}} = 0,34 - \frac{2,261 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,275 \text{ cm}^2$$

Et

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc, ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc :

$$A_{st} = 0,275 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{st} = 0,275 \text{ cm}^2$$

III.6.4. Vérification

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2)

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers (f_e).

-Armatures principales :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Avec : $e_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,675 = 0,3582 \text{ m}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} \left[\frac{35,82 - 0,455 \times 7}{35,82 - 0,185 \times 7} \right]$$

$$A_{\min} = 0,799 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s < A_{\min}$.

Donc on adoptera une section **A = $A_{\min} = 0,799 \text{ cm}^2$**

Soit :

$A_s = 5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ /ml Avec un espacement **St = 20cm.**

-Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,627 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_r = 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ /ml** avec un espacement **St = 25cm.**

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$V_u = 1,5 \cdot q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,08} = 18,75 \text{ Kn/m}^2 = 0,0187 \text{ MPa}.$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{2,5; 4 \text{ MPa}\} \quad \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'adhérence

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (A-6-2-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec } \psi_s = 1 \text{ pour aciers lisses,}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ pour aciers HA.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot \pi \cdot 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,08 \cdot 10,05 \cdot 10^4} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,16 < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit : (Art A.6.2.21/BAEL99)

$$L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE 400} \rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III.6.5.Vérification à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \overline{\delta_{st}}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$

a. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

Calcul d'armatures à l'ELS :

$$M_s = Q_s + G_s$$

$$M_s = 1,675 + 0,6$$

$$M_s = 2,275$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,275 \cdot 10^3}{1(0,1 - 0,02)^2 14,2 \cdot 10^6} = 0,025$$

$$0,025 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{2,275.10^3}{0,987 \times 0,08 \times 347,82 \times 10^6} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$

D'où $A_s = 5\text{HA}8$

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\delta_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K1} = \frac{44.85}{41.82} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 1.07 \text{ MPa} < \delta_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6.6. Vérification de l'acrotère au séisme

L'RPA 99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$A = 0.15 \text{ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1,75 \text{ [KN/ml]}$)

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.75 = 0.84 \text{ [KN/ml].}$$

$$F_p = 0.84 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Conclusion

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferraillage suivant :

02 nappes d'armatures de :

$5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$ comme armatures principales pour chaque nappe avec $S_t = 20\text{cm}$.

$4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$ comme armatures de répartition pour chaque nappe avec $S_t = 25\text{cm}$.

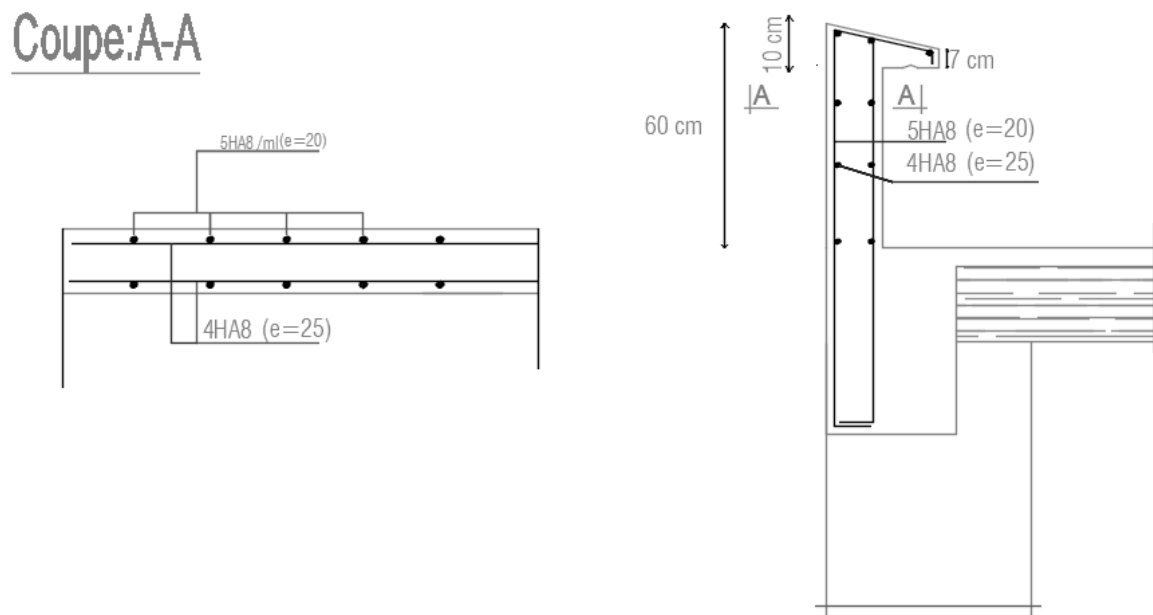


Figure III.40: Ferraillage de l'acrotère.

Chapitre IV

Modélisation de la structure

Introduction

L'une des causes principales de rupture d'une structure, durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base, suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Pour modéliser une structure, on utilise un logiciel appelé : «etabs », «Extended Three-dimensional Analysis of Building Système», traduit par «Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de construction». Ce logiciel a été développé par la compagnie américaine « COMPUTERS and STRUCTURES ».

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Définir la géométrie de la structure.
- Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- Introduire les charges statiques et dynamiques.
- Spécifier les conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.
- Visualiser les résultats.

Plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- ✓ **Modélisation en masse concentrée.**
- ✓ **Modélisation en éléments finis.**

IV.1. Calcul des charges horizontales et verticales

Grâce au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; aussi sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme. Ceci qui nous conduit à l'étude dynamique de la structure.

IV.1.1. Méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (**RPA99ver2003 /Art 4.1.2**)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

a. Présentation de la Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

b.Principe

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

c. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2** (**RPA 2003/Art 3.2**).
- ✓ Le structure est de catégorie **S3**, selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa**.

IV.2. Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 7 niveaux (RDC+7 étages) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

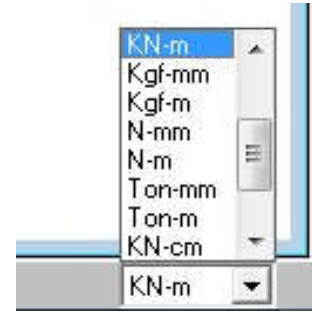
- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles par un élément de type **SHELL**.

IV.2.1. Étapes de modélisation


1^{ère} étape : Définir la géométrie de la structure :

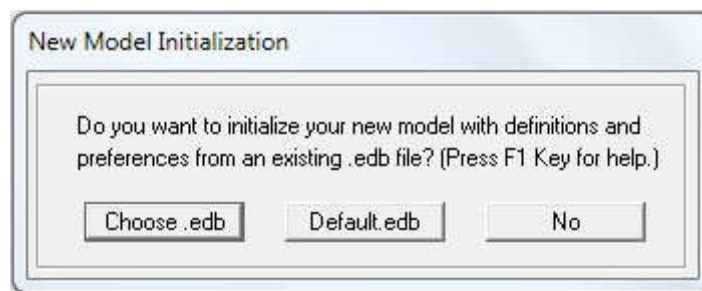
a. Choix de l'unité :

L'utilisateur dispose d'une liste déroulante à droite de la barre d'état où il doit choisir un système d'unités pour la saisie des données.



b. Création d'un nouveau model :

La prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône «New Model  » ou en utilisant le raccourcis « Ctrl+N ». Une boîte de dialogue intitulée « New Model Initialisation » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



Pui : « No »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

c. Caractéristiques géométriques des structures (Lignes de construction)


Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée «Building Plan Grid System and Story Data Définition» apparaît tel que :

- «**Number Lines in X Direction** » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.
- «**Number Lines in Y Direction**»: Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.
- «**Spacing in X Direction**»: Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.
- «**Spacing in Y Direction**»: Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.
- «**Number of Stories**» : Nombre d'étages.

- « **Typical Story Height** » : Hauteur (constante) d'étage courant.
- « **Bottom Story Height** » : Hauteur du RDC.


2^{ème} étape : Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.

a- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée «Material Property Data». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant «Define Material properties» ou bien en cliquant sur l'icône «Define Material properties  ». La boîte de dialogue « Define Materials » apparaît tel que :

- « **Add New Material** » : Ajouter un autre matériau.
- « **Modify/Show Material** » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.
- « **Delete Material** » : Supprimer un matériau.

Wall/Slab Section

Section Name	DALLEPLEINE	
Material	BETON25	
Thickness		
Membrane	0,15	
Bending	0,15	
Type		
<input type="radio"/> Shell	<input type="radio"/> Membrane	<input checked="" type="radio"/> Plate
<input type="checkbox"/> Thick Plate		
Load Distribution		
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution		
Set Modifiers...	Display Color	
		
OK	Cancel	

Define Materials

Materials	Click to:
BETON	Add New Material...
OTHER	Modify/Show Material...
STEEL	Delete Material
	OK
	Cancel

En sélectionnant « CONC » et en cliquant sur « Modify/Show Material » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Où :

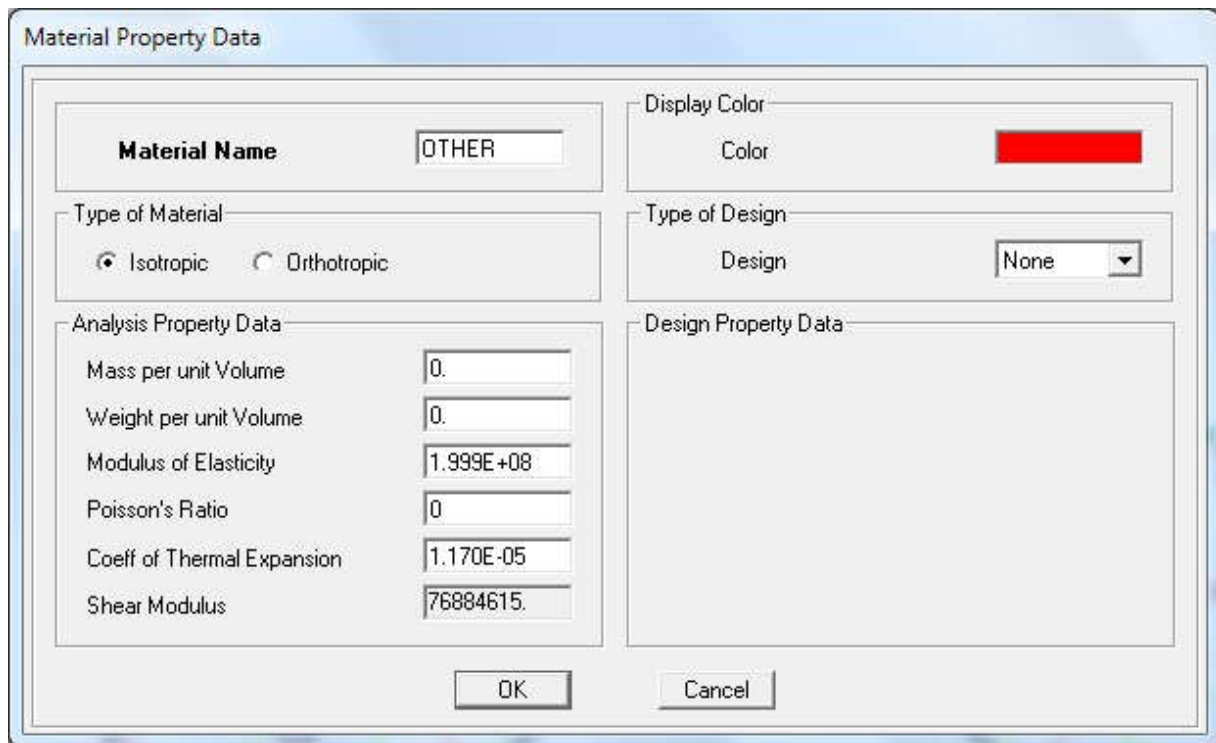
The image shows a 'Material Property Data' dialog box. It contains several sections for defining material properties. The 'Material Name' is 'BETON'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes fields for Mass per unit Volume (2.5), Weight per unit Volume (25), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (13401750). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' section includes fields for Specified Conc Comp Strength, f'c (25000), Bending Reinf. Yield Stress, fy (400000), and Shear Reinf. Yield Stress, fys (400000). There is a checkbox for 'Lightweight Concrete' and a field for 'Shear Strength Reduc. Factor'. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Material Property Data	
Material Name	BETON
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Concrete
Analysis Property Data	Mass per unit Volume: 2.5 Weight per unit Volume: 25 Modulus of Elasticity: 32164200 Poisson's Ratio: 0 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 13401750
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000 Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000 Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

- «**Mass per unit Volume**»: Masse par unité de volume (Masse volumique)= 2.5 KN/m³.
- «**Weight per unit Volume**»: Poids par unité de volume (Poids volumique)= 25 KN/m³.
- «**Module of Elasticity** » : Module d'élasticité= 32164200 KN/m².
- «**Poisson's Ratio** » : Coefficient de poisson.
- «**Coeff of Thermal Expansion** » : Gradient thermique (Par défaut).
- «**Shear Modulus** » : Module de cisaillement (Par défaut).
- «**Specified Conc Comp Strength, f'c**»: Résistance du béton à la compression = 25000KN/m².
- «**Bending Reinf. Yield Stress, fy** » : Résistance de l'acier à la flexion= 400000 KN/m².
- «**Shear Reinf. Yield Stress, fys** » : Résistance de l'acier au cisaillement= 400000 KN/m².

En sélectionnant «OTHER» et en cliquant sur « Modify/Show Material » la boîte de dialogue suivante s’affiche :

Pour le matériau «OTHER», la masse volumique et le poids volumique sont pris égaux à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.



The image shows a 'Material Property Data' dialog box. It has a title bar 'Material Property Data'. Inside, there are several sections:

- Material Name:** A text box containing 'OTHER'.
- Display Color:** A section with a 'Color' label and a red color swatch.
- Type of Material:** Two radio buttons: 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu showing 'None'.
- Analysis Property Data:** A section with six input fields:
 - Mass per unit Volume: 0.
 - Weight per unit Volume: 0.
 - Modulus of Elasticity: 1.999E+08
 - Poisson's Ratio: 0
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 76884615.
- Design Property Data:** An empty section.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.


Remarque :

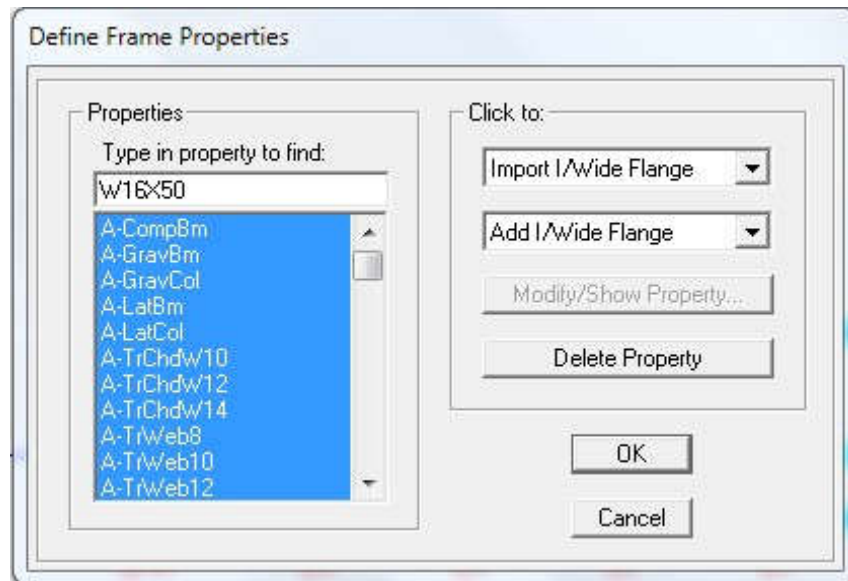
Le matériau «BETON» est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcule automatiquement le poids propre de ces éléments.

Le matériau «OTHER» est affecté aux planchers en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d’affecter le matériau «BETON» à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids totaux).

b- Caractéristiques géométriques des éléments

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée «Define Frame Properties». L'utilisateur peut y accéder soit par le

cheminement suivant «Define Frame Sections» ou bien en cliquant sur l'icône «Define Frame Sections  ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Pour retrouver facilement les sections ajoutées, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (Par défaut) et de cliquer sur «Delete Property » pour toutes les supprimer.

- La commande «Import» permet d'importer une section préalablement définie.
- La commande «Add» permet d'ajouter une section tel que :

Permet d'ajouter une section rectangulaire (Poteaux et poutres).

Remarque :

L'axe local de chaque élément est à prendre en compte tel que :

- **Cas des éléments verticaux (Poteaux)**

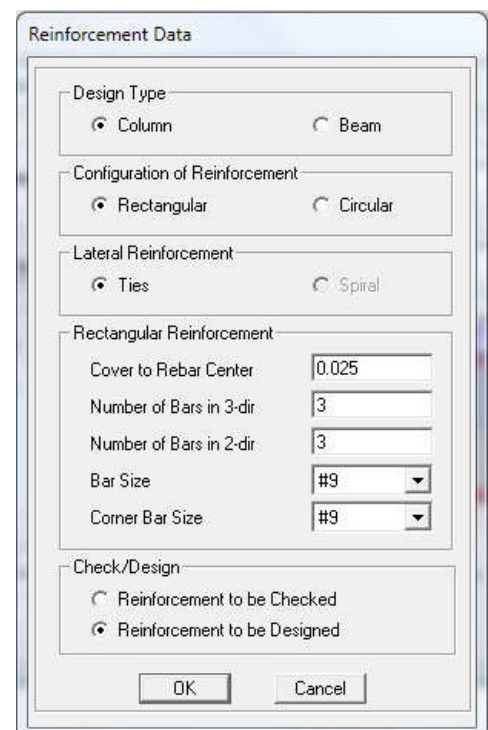
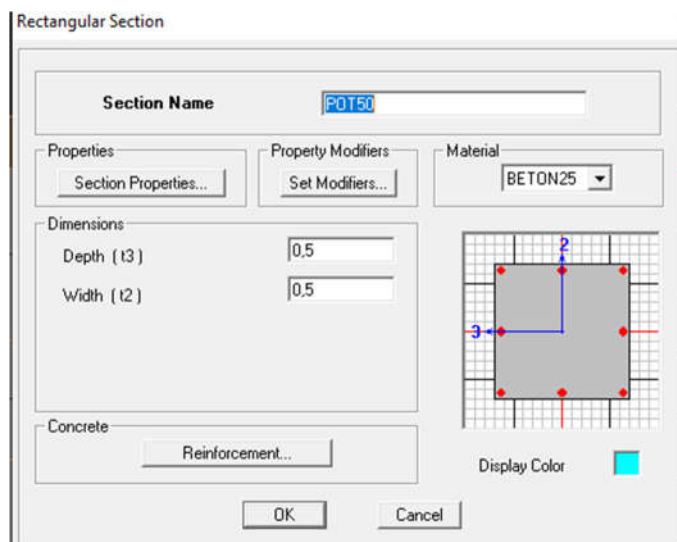
La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe Z, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global X, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue.

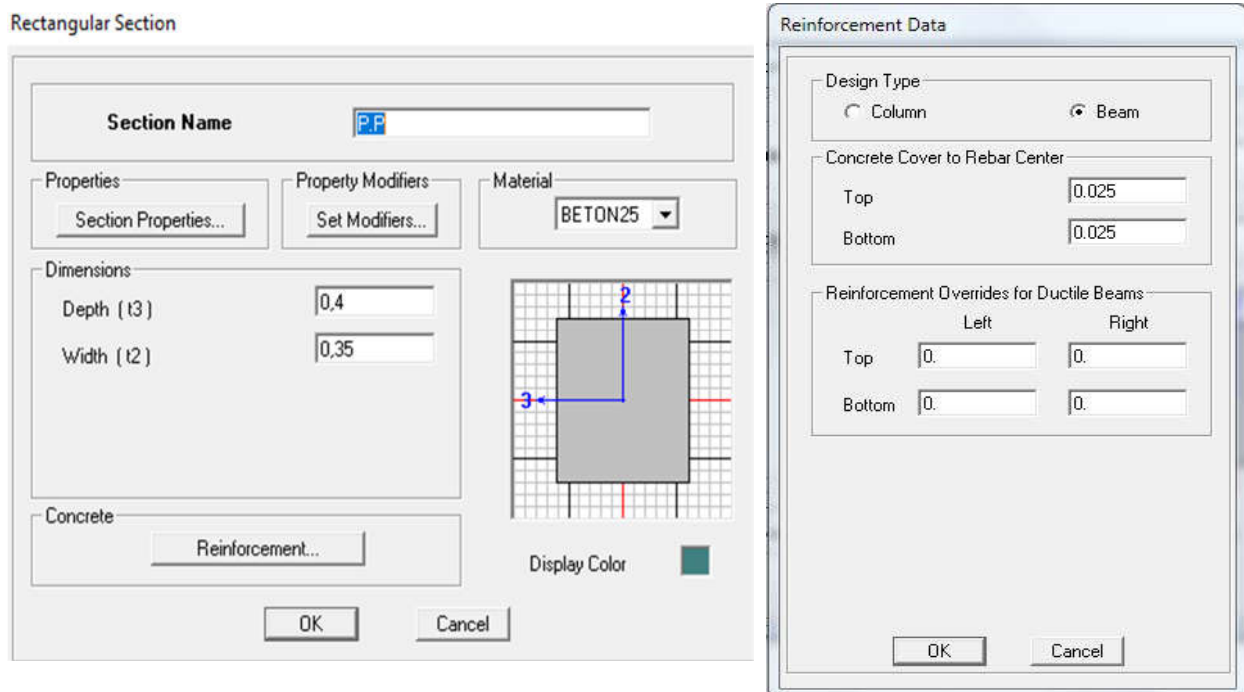
- **Cas des éléments horizontaux (Poutres)**


La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe global positif X ou Y, selon la position de l'élément dans la structure, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global Z, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe local 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue» (BENYAHY Karim, Présentation du logiciel ETABS. Version 1.0, 2017, p. 12-3).

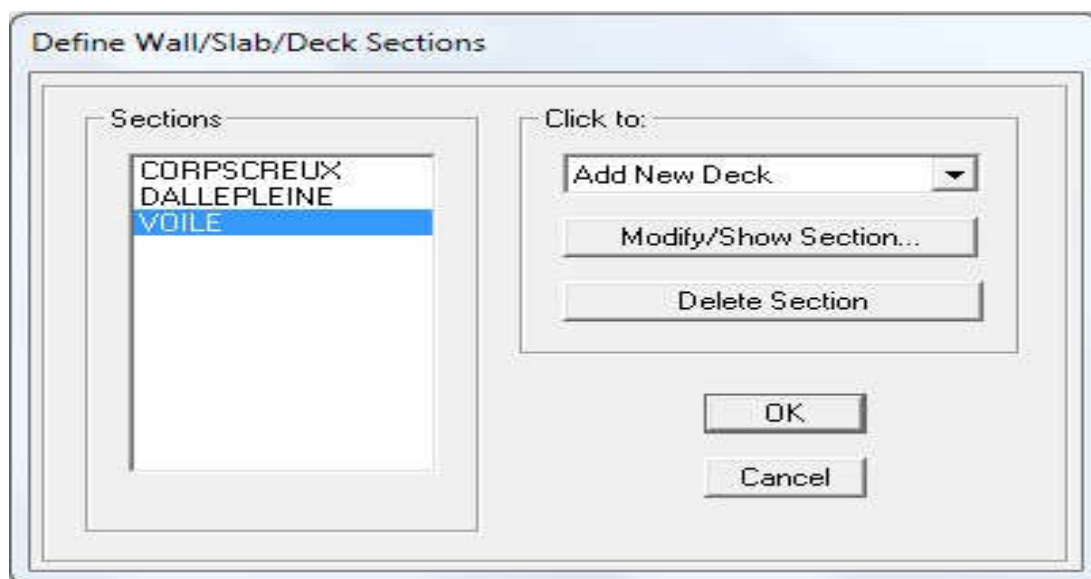
Exemples :

Poteaux :



Poutres :

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée «Define Wall/Slab/Deck Sections». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant «Define Wall/Slab/Deck Sections» ou bien en cliquant sur l'icône «Define Wall/Slab/Deck Sections  ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « Add New Wall » ou « Add New Slab » tel que :

Pour les dalles pleines

The dialog box 'Wall/Slab Section' is shown with the following settings for a solid slab:

- Section Name:** DALLEPLEINE
- Material:** OTHER
- Thickness:**
 - Membrane: 0.15
 - Bending: 0.15
- Type:**
 - ☐ Shell
 - ☐ Membrane
 - ☒ Plate
 - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
 - ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (unchecked), OK, Cancel

Pour les voiles

The dialog box 'Wall/Slab Section' is shown with the following settings for a wall:

- Section Name:** VOILE
- Material:** BETON
- Thickness:**
 - Membrane: 0.2
 - Bending: 0.2
- Type:**
 - ☒ Shell
 - ☐ Membrane
 - ☐ Plate
 - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
 - ☐ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (unchecked), OK, Cancel

Pour les planchers en corps creux

The dialog box 'Wall/Slab Section' is shown with the following settings for a hollow core slab:


- Section Name:** CORPSCREUX
- Material:** OTHER
- Thickness:**
 - Membrane: 0.2
 - Bending: 0.2
- Type:**
 - ☐ Shell
 - ☒ Membrane
 - ☐ Plate
 - ☐ Thick Plate
- Load Distribution:**
 - ☒ Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (checked, red square), OK, Cancel

L'option « Use Special One-Way Load Distribution » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).

Cette option permet uniquement la transmission des charges uniformes du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.


c- Affectation des éléments suivant les lignes de construction (Grid lignes)

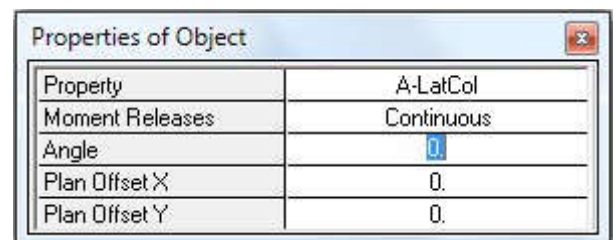
- **Les poutres:**

L'affectation des poutres aux lignes de construction se fait en «Plan View» (Vue en plan) en utilisant «Draw  Line Objects», puis create line in region or at clicks, ou en utilisant directement l'icône.

- **Les poteaux**

Il existe deux méthodes pour la modélisation des poteaux sur ETABS. Le premier est celle utilisée pour les poutres sauf que dans ce cas, l'utilisateur doit se mettre en «Elevation View» (Vue en élévation).


La deuxième méthode consiste à se mettre en «Plan View» (Vue en plan) puis utiliser les cheminements suivant «Draw, Draw Line Objects, Create Columns in Region or at Clicks (Plan)» ou en utilisant l'icône «Create Columns in Region or at Clicks (Plan)  ».




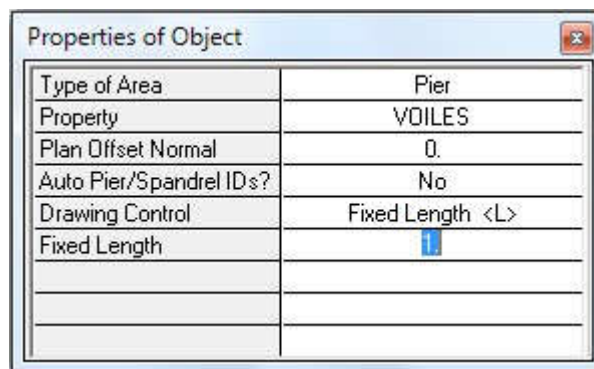
Cette méthode est plus pratique car elle offre la possibilité de changer l'angle d'orientation des poteaux grâce à l'option « Angle».

- **Les voiles :**

Pour modéliser les voiles, l'utilisateur doit se mettre en «Elevation View» puis faire comme suit « Draw, Draw Area Objects, Draw Rectangular Areas (Plan, Elev)» ou utiliser l'icône

« Draw Rectangular Areas  ». L'autre méthode est de le faire en «Plan View» comme suit


Draw, Draw Area Objects, Draw Walls (Plan)» ou à l'aide de l'icône « Draw Walls (Plan)  ». Cette méthode est idéale pour modéliser les bouts de voiles car elle permet de fixer des paramètres comme la longueur ou l'angle d'orientation du voile grâce à l'option: «Drawing Control ».



- **Dalles pleines**

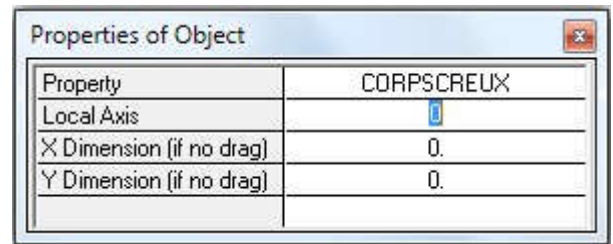
Pour les dalles rectangulaires, la méthode est la même que celle utilisée pour les voile mais en se mettant sur « Plan View ».

Pour des dalles de forme autre que rectangulaire ou carré, Cette méthode est utilisée « Draw

Draw Area Objects Draw Areas (Plan, Elev, 3D) ou en utilisant l'icône « Draw Areas (Plan,  Elev, 3D) ».

Plancher en corps creux


La méthode est la même que celle utilisée pour les dalles pleines rectangulaires. Le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « Local Axis ».

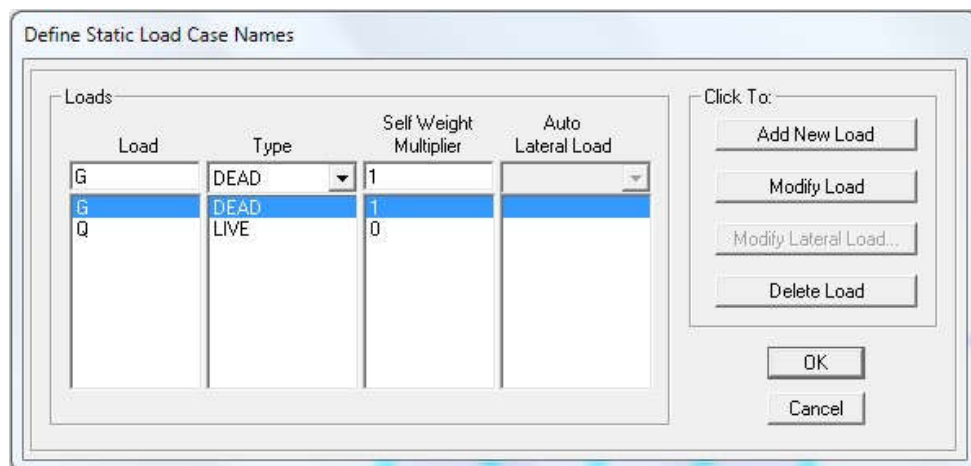


IV.3. Introduction les charges statiques et dynamiques

IV.3.1. Charges statiques

Poids propre de la structure

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « Define, Static Load Cases » ou en utilisant l'icône « Static Load Cases  ». Une boîte de dialogue intitulée « Define Static Load Case Names » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :



Remarque :


En introduisant la valeur de 1 dans la case « Self Weight Multiplier », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

a. Charges statiques pour les éléments linéaires


Pour introduire ces charges il faut :

- Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles ...)
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).
- Plusieurs cas de charges sont disponibles

- **Charges concentrées :**


Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à suivre est «Assign Frame/Line Loads Point  » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

- **Charges réparties :**

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est «Assign Frame/Line Loads Distributed  » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction, et choisir entre une charge uniforme «Uniform Load» et une charge trapézoïdale «Trapezoidal Loads».

b. Charges statiques pour les éléments surfaciques

Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher) puis choisir le cas de charges puis introduire la valeur.

Pour l'introduction d'une charge répartie, la procédure à suivre est «Assign Shell/Area Loads» Uniform  ».

Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « Assign Shell/Area

Remarque

Il est possible de visualiser graphiquement les différents cas de charges (Avec leurs intensités) grâce à l'instruction « Display Show Loads » puis choisir entre « Joint/Point Loads », « Frame/Line Loads » et « Shell/Area Loads » pour visualiser les charges voulues.

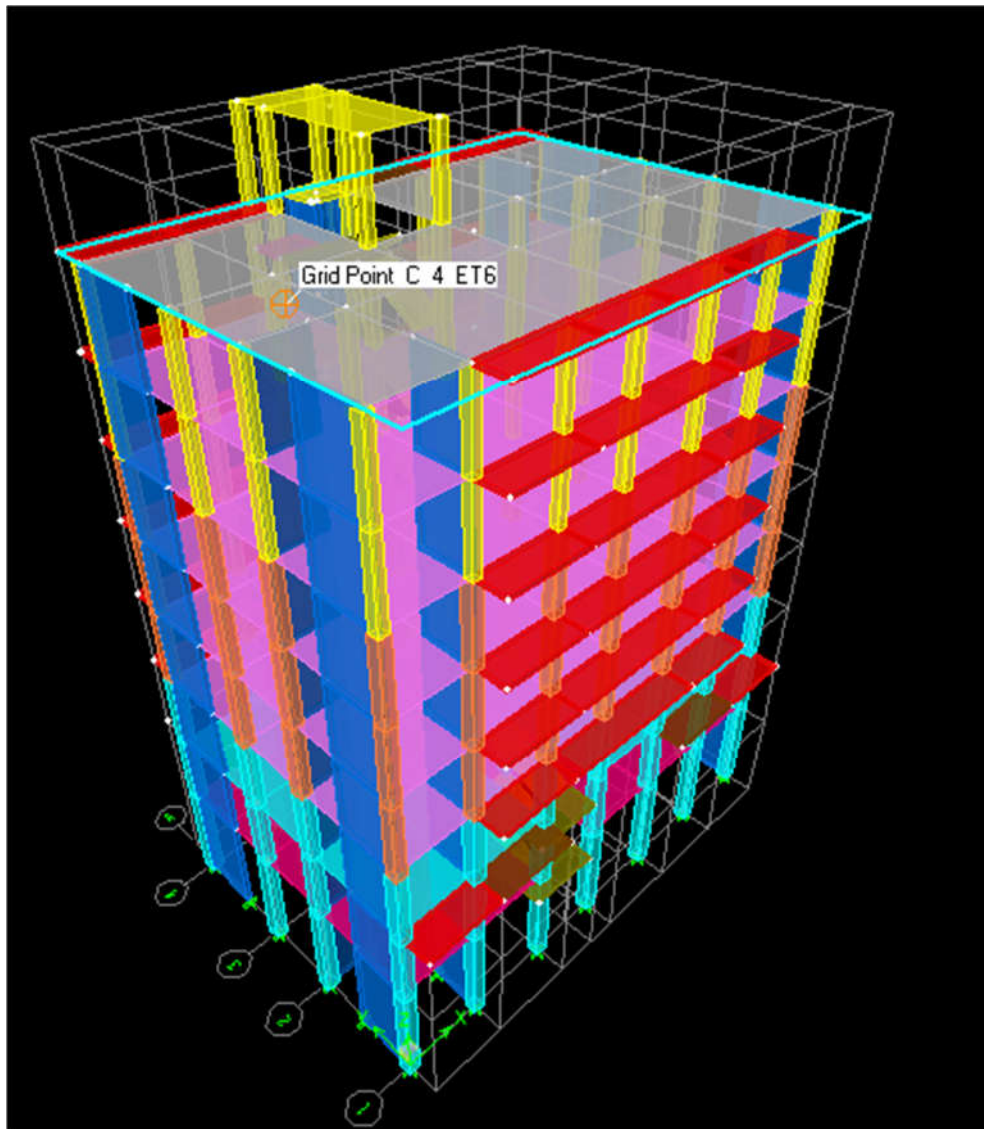


Figure IV.41 : Modèle 3D de la structure.

IV.4. Disposition des voiles

Notre système de contreventement est le système mixte, (contreventé par voiles et portiques), on a opté pour cette disposition des voiles qui nous a permis de vérifier notre structure aux exigences de RPA 2003.

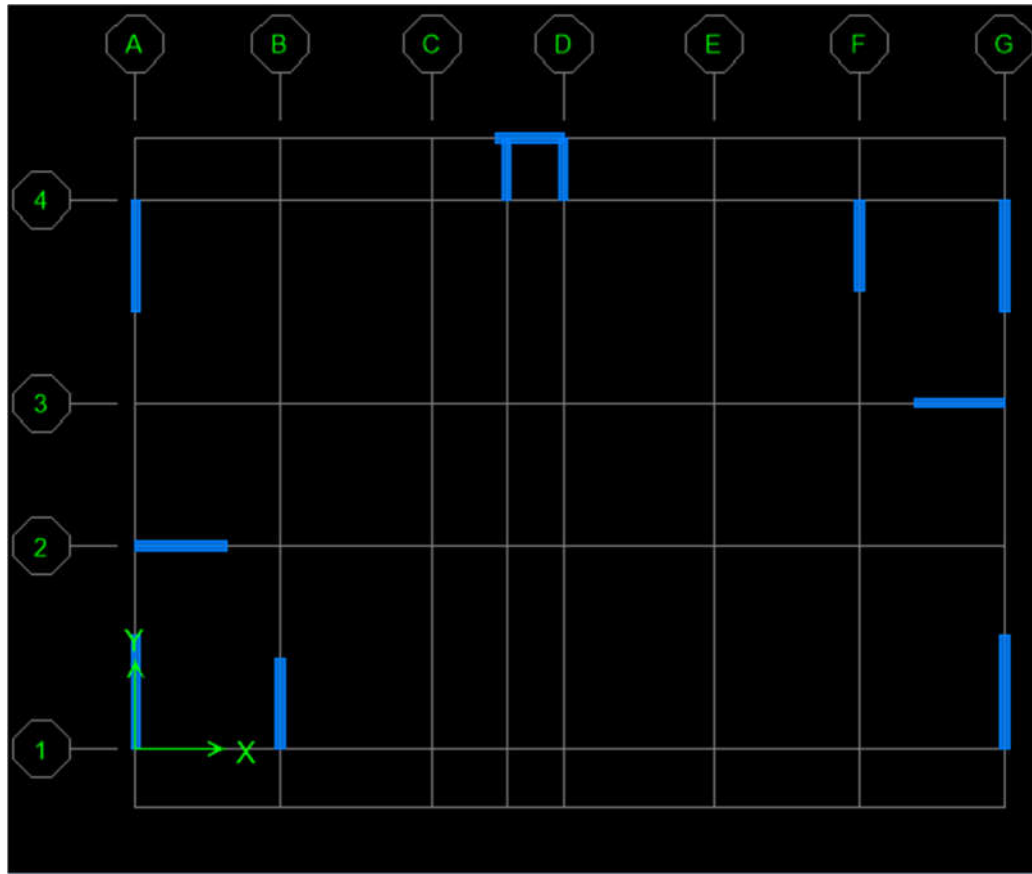


Figure IV.42 : Disposition des voiles sur plan.

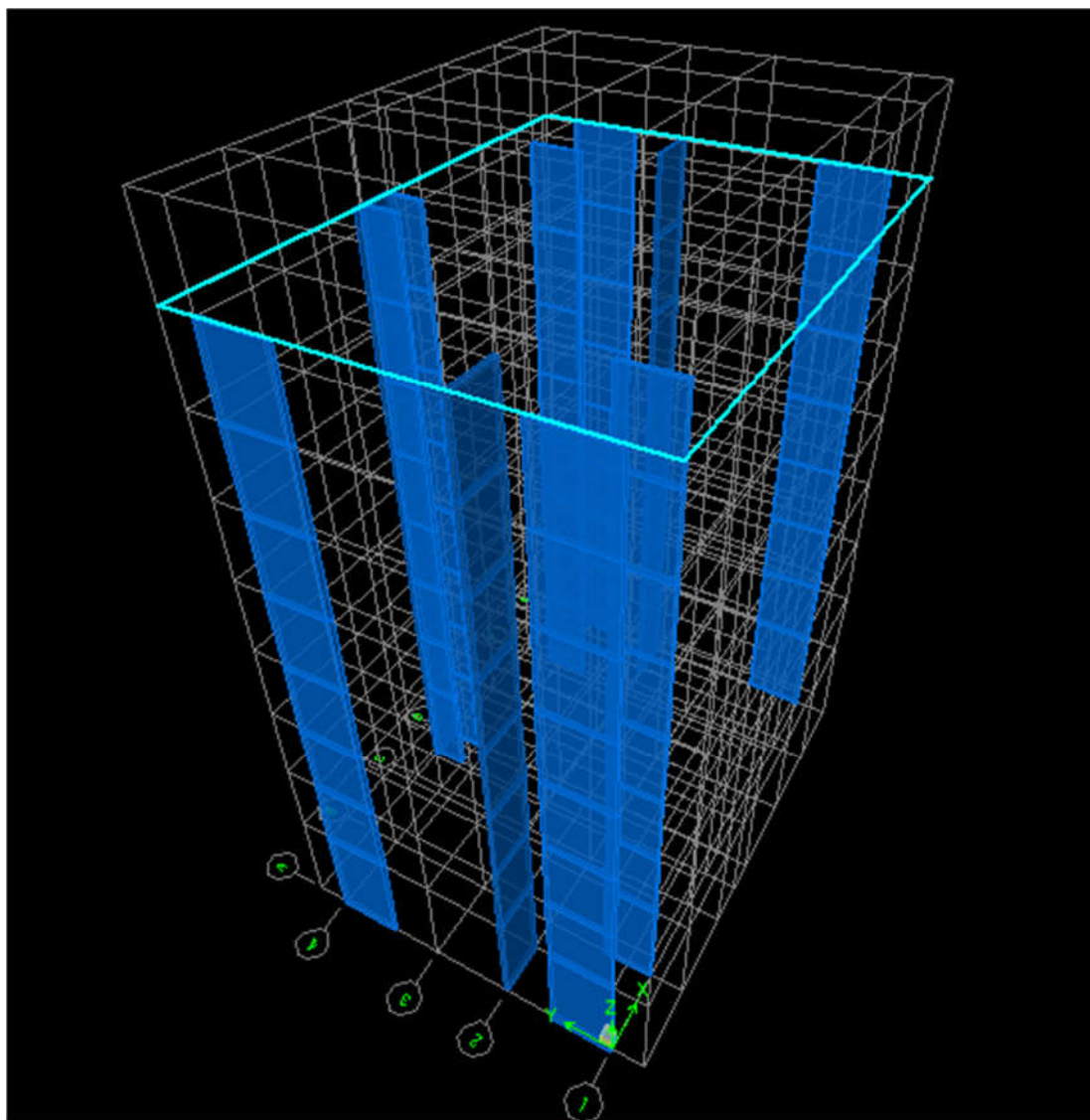


Figure IV.43: Disposition des voiles dans les différents étages.

IV.5. Spectre de réponse de calcul

Le spectre réglementaire de réponse doit être modifié après vérification de modélisation (RPA 2003/Art 4.3.3)

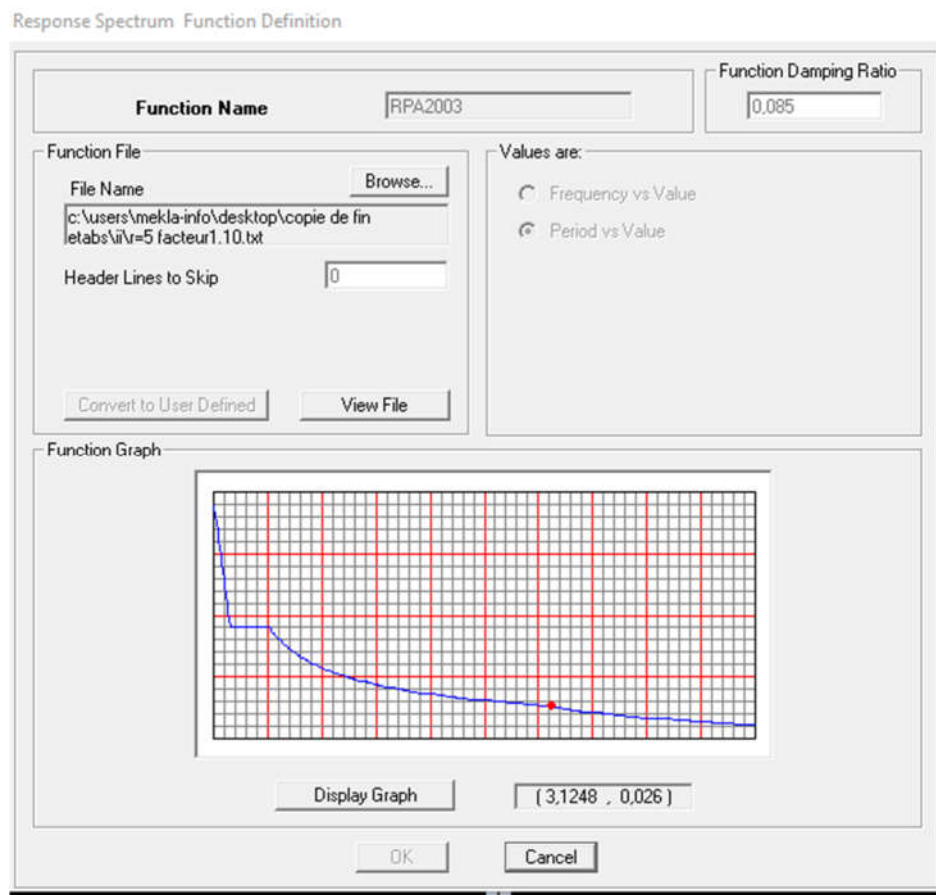


Figure IV.44 : Spectre de réponse de calcul après vérification des exigences de l'RPA.

Chapitre V

Vérifications aux exigences du RPA

2003

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- Nombre de modes à considérer (**Article 4.3.4**).
- Résultante des forces sismiques de calcul (**Article 4.3.6**).
- Stabilité au renversement (**Article 4.41**).
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (**Article 5.9**).
- Justification vis-à-vis des déformations (**Article 5.10**).
- Sollicitations normales (**Article 7.4.3.1**)

V.1. Choix de la méthode de calcul

Le choix se porte sur la méthode d'analyse modale spectrale, car cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (ce qui est notre cas<). Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure (Article 4.3.1 du RPA 99/version 2003).

Spectre de réponse de calcul (Article 4.3.3 du RPA 99)

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

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

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1).

R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3).

T1 et T2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7).

Q : Facteur de qualité de la structure (Tableau 4.4).

η : Facteur de correction d'amortissement.

V.2. Comportement dynamique

Tableau V.1 : Comportement dynamique de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
1	0,734574	75,0313	0,0506	0	75,0313	0,0506	1,2394
2	0,591102	0,0482	73,2722	0	75,0795	73,3228	0,0277
3	0,496537	1,3751	0,0124	0	76,4546	73,3352	73,4057
4	0,219908	13,5031	0,0043	0	89,9577	73,3395	0,3144
5	0,161414	0,0035	15,433	0	89,9612	88,7725	0,0001
6	0,137067	0,2336	0,0003	0	90,1948	88,7728	14,7134
7	0,10661	4,9011	0,0015	0	95,0959	88,7743	0,0882
8	0,078616	0,2267	0,0019	0	95,3226	88,7763	0,1898
9	0,076542	0,1309	0,0386	0	95,4534	88,8149	0,0746
10	0,074499	0,001	3,3815	0	95,4544	92,1964	0,0137

La période propre de la structure est de **T=0,73**

Le premier mode de vibration est une **translation** selon l'axe « X », il mobilise plus de **70%** de la masse modale.

Le deuxième mode est une **translation** selon l'axe «Y», il mobilise plus de **70%** de la masse modale.

Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

V.2.1. Justification du système de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

La figure (01) représente un organigramme proposé par M. TALEB Rafik dans son article «Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé: «Interprétations et Propositions» en page 141 publié dans le journal international «JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES» pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b:

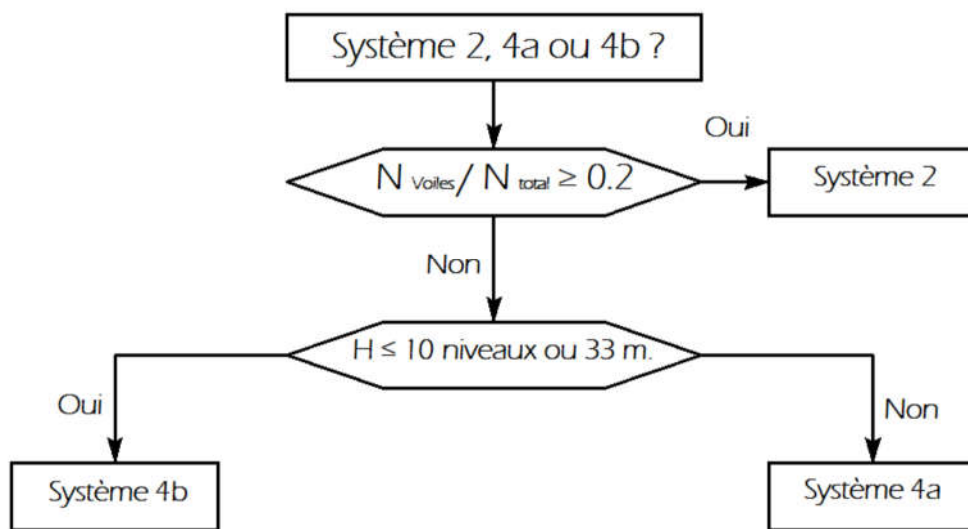


Figure V.1 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (système 2,4a, et 4b).

V.2.2.Charges verticales reprises par les voiles

Reprise des charges verticales par les voiles (descente de charges) :

Poids propre des éléments :

➤ **les planchers :**

Plancher étage courant : $G_{\text{péc}} = (2.5 \times 1.6) \times 5.5 = 22 \text{ KN}$

Plancher terrasse $G_{\text{ptxSt}} = (2.5 \times 1.6) \times 5.68 = 22.72 \text{ KN}$

➤ **Poutres**

Poutre principale : $G_{pp} = (0.4 \times 0.35) \times 2.5 \times 25 = 8.75 \text{ KN/m}$

➤ **Voile V₁ :**

Voile du RDC: $G(V_{rdc}) = (2.5 \times 0.20) \times 3.85 \times 25 = 48.12 \text{ KN}$

Voile étage courant $G(V_{ec}) = (2.5 \times 0.20) \times 2.66 \times 25 = 33.25 \text{ KN}$

V.2.2 Surcharges :

Plancher terrasse $Q_x S = 1 \times (2.5 \times 1.6) = 4 \text{ kN}$.

Plancher étage courant $Q_x S = 1.5 \times (2.5 \times 1.6) = 6 \text{ kN}$.

Plancher bureau $Q_x S = 2.5 \times (1.6 \times 2.5) = 10 \text{ KN}$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Tableau V.2 : Récapitulatif de la descente de charge au niveau du voile (V1).

	Charges permanentes [kN]					Surcharges [kN]	Efforts normaux
	Poids des planchers	Poids des voiles	Poids des poutres	G	G _{Cumulée}	Q _{Cumulée}	$N_{V1} = G_c + 0.2Q_c$
7 ^{ème}	22.72	33.25	8.75	64,72	4.72	4	65.52
6 ^{ème}	22	33.25	8.75	64	128.72	10	130.72
5 ^{ème}	22	33.25	8.75	64	192.72	14.8	195.68
4 ^{ème}	22	33.25	8.75	64	256.72	18.4	260.4
3 ^{ème}	22	33.25	8.75	64	320.72	20.8	324.88
2 ^{ème}	22	33.25	8.75	64	384.72	22	389.12
1 ^{ér}	22	33.25	8.75	64	448.72	22	453.12
RDC	22	48.12	8.75	78.87	527.59	30	533.59

Remarque : On refait la même procédure pour les autres types de voiles (V2, V3).

Après avoir fait les calculs pour chaque type de voile, il ya lieu de les cumuler afin d'avoir la charge totale reprise par les voiles (N total%)

- voiles 1 (04 voiles de 2.50 m) : $N_{V1} \times 4 = 533.59 \times 4 = 2134.59 \text{ KN}$
- voiles 2 (02 voiles de 02.00 m) : $N_{V2} \times 2 = 561.4.3 \times 2 = 1122.6 \text{ KN}$
- voiles 03 (02 voiles de 02.00 m) : $N_{V3} \times 2 = 266.2 \times 2 = 532.4 \text{ KN}$

$$N_{\text{total}} = 2134.59 + 1122.6 + 532.4 = 3789.59 \text{ KN}$$

$$N_{\text{total}} \% = \frac{N_{\text{total}}}{W} \times 100 = \frac{3789.59}{25912.98} \times 100 = 14.62\%$$

$$N_{\text{total}} \% = 14.62 \%$$

V.2.3 Charges horizontales reprises par les poteaux et les voiles

Tableau V.3 : Charges horizontales EX reprises par les portiques et les voiles.

Niveau	Charges [kN]			Pourcentage (%)	
	Totale	Portiques	Voiles	Portiques [%]	Voiles [%]
7	378.44	311.42	101.87	82	26.92
6	568.34	281.97	193.59	49.6	24.56
5	779.58	578.70	215.88	74.23	27.69
4	961.49	589.02	382.30	61.2	39.76
3	1110.08	609.34	509.62	54.8	45.91
2	1227.04	703.33	537.13	57.3	43.77
1	1309.88	560.40	811.08	42.7	61.92
RDC	1360.68	262.76	1018.17	19.3333	74.8
Moyenne	961.94	487.11	471.20	55.14	43.16

Tableau V.4 : Charges horizontales EY reprises par les portiques et les voiles.

Niveau	Charges [kN]			Pourcentage (%)	
	Totale	Portiqu	Voiles	Portiques	Voiles [%]
7	370,41	267,40	152,01	721	41,04
6	658,12	223,62	438,66	33,9	66,65
5	897,15	472,95	428,21	52,7	47,73
4	1105,02	454,74	653,07	41	59,10
3	1266,63	445,35	823,82	35	65,04
2	1387,26	530,11	860,09	38,2	61,99
1	1473,57	191,93	1331,97	13	90,39
RDC	1520,33	114,06	1331,89	8	87,61
Moyenne	1084.81	337.52	752.46	36,2	64.94

On conclut que le système de contreventement est le (4a): système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, avec justification d'interaction, Etant donné; les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et plus de 25% de l'effort tranchant d'étage.

V.3. Vérifications des sollicitations normales (Article 7.4.3.1)

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{b_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul (Sous sollicitations d'ensemble dues au séisme) s'exerçant sur une section de béton (Tiré d'ETABS).

B_c : Aire (Section brute) de cette dernière.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

D'où :

En sélectionnant les combinaisons d'actions sismiques « $G + Q \pm E$ » et « $0.8G \pm E$ » :

$N_d = 1580,2 \text{ kN}$ (À la base)

$$V = \frac{1580,2}{0.5 \cdot 0.5 \cdot 25000} = 0.25 < 0.3 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.3.1 Nombre de modes à considérer

D'après l'article: Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée » (RPA99/version 2003).

Selon le tableau V.1, le nombre de modes à prendre en considération est de 10.

Etant donné qu'à ce mode, les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions orthogonales sont atteintes.

V.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6 du RPA 99 modifié 2003)

D'après l'article: «La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.» (RPA 99 modifié 2003).

V.3.3. Calcul de la force sismique totale V (Article 4.2.3)

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

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

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1**).

D'où : $A = 0.15$ (Zone II et groupe 2).

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**).

D'où : $R = 5$.

Q : Facteur de qualité de la structure (**Tableau 4.4**).

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison

« $G + \beta Q$ » Avec $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation), $W = 25912.98 \text{ kN}$.

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad (\text{Relation 4.3})$$

ε Pourcentage d'amortissement critique tableau (4.2) d'où $\varepsilon=10\%$ (voile ou murs)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,82 \geq 0,7$$

La période caractéristique T_2 est donnée par le **tableau 4.7** en fonction de la catégorie du site d'implantation de la structure. N'ayant pas le rapport géotechnique du sol à disposition, il est arbitrairement considéré comme sol, ou de catégorie S_3 . D'où : **$T_2= 0.5$ seconde.**

V.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure (Article 4.2.4)

D'après l'article : « Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. » (**RPA 99modifié 2003**).

V.3.5. Calcul de la période à l'aide des formules empiriques

$$T = \min \left(C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 h}{\sqrt{D}} \right)$$

Où :

hn : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier

Niveau, D'où : **hn= 28.73 m.**

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) D'où : **CT= 0.05** (Cas n° 4).

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

D'où : $D_x = 19.5m$ $D_y = 13.83m$

Donc

$$T = \min \left((0.05) \times (28.73)^{3/4}, \frac{0.09 \times 28.73}{\sqrt{19.5}}, \frac{0.09 \times 28.73}{\sqrt{13.83}} \right)$$

$$T = \min (0.62 ; 0.59 ; 0.69) = 0.59 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{\text{empirique}} = 0.76 \text{ sec}$$

$$D'où : T_{\text{analytique}} = 0.73 < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.76 \text{ sec}$$

La période fondamentale de la structure , $T_{\text{analytique}} = 0.73$ seconde.

Finalement :

$$T_2 = 0.50 \text{ s} < T = 0.73 \text{ sec} < 3 \text{ s} \implies D = 2.5 \eta \left(\frac{0.50}{0.73} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.50}{0.73} \right)^{2/3} = 1.59$$

$$D = 1.59$$

« Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non" »

(RPA99modifie 2003,).

Tableau V.5 : Les pénalités selon les critères de qualité.

Critère	Observé (oui/non)	Valeur des p_q
conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Sens x =0
		Sens y=0.05
Redondance en plan	Non	Sens x=0
		Sens y=0.05
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
	$\sum p_q$	0.1

D'où :

$$Q_x = 1, \quad Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$$

Finalement : La force sismique totale V est égale à :

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1}{5} \times 25912.98 = 1236.04 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = \frac{0.15 \times 1.59 \times 1.1}{5} \times 25912.98 = 1359.65 \text{ KN}$$

Du logiciel :

$$V_{tx} = 1360.1 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 1517.45 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{tx} = 1360.1 \text{ kN} > 0.8V_x = 988.83 \text{ kN.}$$

$$V_{ty} = 1517.45 \text{ kN} > 0.8V_y = 1087.72 \text{ kN}$$

$V_{dyn} > 80\% V_{MSE}$, donc, la condition exigée par l'article (4.3.6 du RPA 99/version 2003) est vérifiée.

V.4. Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10)

D'après l'article : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré » (**RPA 99modifie 2003**).

$$\Delta k \leq \overline{\Delta k}$$

Avec :

Δk : Déplacement latéral admissible (= 0.01xh étage).

Δk : Déplacement latéral relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ». Son expression est donnée par l'article 4.43 du RPA 99 comme suit :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}. \text{ Où : } \delta k = R. \delta_{ek}$$

Avec :

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau de la structure.

δ_{ek} : Déplacement absolu dû aux forces sismiques (Donné par ETABS).

R : Coefficient de comportement (tableau 4.3 du RPA 99 modifie2003).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Justification vis-à-vis des déformations.

Niveau	δ_{exK}	δ_{eyK}	R	δx^k	δy^k	Δ_{ex}	Δ_{ey}	$\bar{\Delta}_k$	Condition vérifiée (oui/non)
7	0,0001	0,0011	5	0,0005	0,0055	0,0065	0,0005	0,0306	Oui
6	0,0014	0,0012	5	0,0070	0,0060	0,0010	0,0005	0,0306	Oui
5	0,0016	0,0013	5	0,0080	0,0065	0,0005	0,001	0,0306	Oui
4	0,0017	0,0015	5	0,0085	0,0075	0,0005	0,0005	0,0306	Oui
3	0,0018	0,0014	5	0,0090	0,0070	0,0005	0,0005	0,0306	Oui
2	0,0019	0,0015	5	0,0095	0,0075	0	0,0010	0,0306	Oui
1	0,0019	0,0013	5	0,0095	0,0065	0,0010	0,0010	0,0306	Oui
RDC	0,0017	0,0011	5	0,0085	0,0055	0,0085	0,0055	0,0425	Oui

Les déplacements relatifs latéraux inter-étages sont inférieurs aux déplacements admissibles la condition de l'article 5.10 du RPA 99/version 2003 est donc vérifiée.

V.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9)

D'après l'article : « Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10 \quad (\text{RPA 99 modifié 2003})$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» (Donné par le logiciel ETABS).
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" (Donné par le logiciel ETABS).

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (Donné par le logiciel ETABS).
- h_k : Hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveau	Sens x-x					Sens y-y		
	P _k [kN]	Δ_k [m]	V _k [kN]	H _k [m]	θ_k	Δ_k [m]	V _k [kN]	θ_k
7	3045.92	0,0065	316.83	3.06	0.041	0,0005	355.62	0.028
6	3023.46	0,0010	567	3.06	0.021	0,0005	655.88	0.013
5	3201.62	0,0005	778.62	3.06	0.014	0,001	894.89	0.09
4	3201.62	0,0005	960.7	3.06	0.009	0,0005	1102.45	0.06
3	3201.61	0,0005	1109.48	3.06	0.006	0,0005	1264.48	0.04
2	3310.63	0	1226.65	3.06	0.004	0,0010	1386.10	0.02
1	3250.12	0,0010	1309.22	3.06	0.002	0,0010	1471.76	0.01
RDC	3557.97	0,0085	1360.1	4.25	0.001	0,0055	1517.45	0.04

La condition de (l'article 5.9 du RPA 99/version 2003) est vérifiée à tous les niveaux, donc, Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

V.6. Stabilité au renversement (Article 4.41)

D'après l'article: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai, (RPA 99modifie 2003). la relation suivante doit être vérifiée.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_r : Moment du reversement(tiré du logiciel).

M_s : Moment stabilisant ($M_s = W.d$).

Où :

W : Poids total de la structure.

d : La distance entre le CDG et la fibre la plus éloignée (Déterminer par le logiciel AutoCAD V_x et V_y)

Sens longitudinal

Tableau V.9 : Vérification du renversement dans le sens longitudinal.

W	d_x	M_s	M_{rx}	$\frac{M_s}{M_r}$	Observation
25912.98	9.6	248764,60	27506.108	7.50	Condition vérifiée

Sens transversal

Tableau V.10 : Vérification de renversement dans le sens transversal.

W	d_y	M_s	M_{ry}	$\frac{M_s}{M_r}$	Observation
25912.98	6.075	157421.35	24162.116	6,51	Condition vérifiée

V.7. Conclusion

Après plusieurs vérifications nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/ version 2003**, donc on peut dire que notre structure est stable sous chargement sismique.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1. Les poutres

VI.1.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres (principales et secondaires). Après détermination des sollicitations (**M, N, T**), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions donner par le **RPA99/ version 2003** et celle donner par le **BAEL99**. En considérant que la fissuration est comme non préjudiciable, et les sollicitations les plus défavorables sont déterminées par les combinaisons suivantes :

. Combinaison fondamentale

$$1.35G + 1.5Q$$

. Combinaison accidentelle

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.1.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)

a) Armature longitudinale (Article 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de béton en zone courante.

6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

40 \emptyset en zone I et II_a.

50 \emptyset en zone II_b et III.

D'où :

Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0.5% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP (30×40)	6	48	72
PS (30×35)	5.25	42	63

b) Armature transversale (Article 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Minimum de (h/4, 12 Ø).
- En dehors de la zone nodale :
 $S \leq h/2$
- La valeur du diamètre Ø des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.3. Calcul des armatures

1. Armature longitudinal

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- PP₁ : Poutre principale liée aux voiles de contreventement.
- PP₂ : Poutre principale non liée aux voiles de contreventement.
- PS₁ : Poutre secondaire liée aux voiles de contreventement.
- PS₂ : Poutre secondaire non liée aux voiles de contreventement.

Prendre en compte les coefficients $\gamma_b, \gamma_s, \theta$

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) : $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15, \theta = 1$.

En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaison sismique) : $\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1, \theta = 0.85$.

- **Poutre Principale**

Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.

Groupe	Localisation	M_{max} [KN.m]	A calculée [cm ²]	Ferraillage	A adoptée [cm ²]	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
PP ₁	Travée	107.92	8.88	3HA14 (fil)+ 3HA14 (chap)	9.24	Condition vérifiée
	Appuis	-116.558	9.67	3HA14 (fil) + 3HA16 (chap)	10.65	Condition vérifiée
PP ₂	Travée	49.433	3.87	3HA14(fil)	4.62	Condition vérifiée
	Appuis	-65.109	5.17	3HA14(fil)+ 2HA12(chap)	6.88	Condition vérifiée

- Poutres Secondaires

Tableau VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Groupe	Localisation	M_{\max} [KN.m]	$A_{\text{calculée}}$ [cm ²]	ferraillage	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	$A_{\min} < A_{\text{adoptée}} < A_{\max}$
PS ₁	Travée	94.53	9.30	3HA14(fil)+ 3HA16(chap)	10.65	Condition vérifiée
	Appuis	-124.757	12.91	3HA16(fil)+ 3HA20(chap)	15.45	Condition vérifiée
PS ₂	Travée	41.495	3.79	3HA14(fil)	4.62	Condition vérifiée
	Appuis	-47.231	4.35	3HA14(fil)	4.62	Condition vérifiée

2. Armatures transversales

- Poutre principale

Calcul d'espacement maximum entre les armatures transversales

. Zone nodale : $S_{\max}^t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.6\right) = \min(10 ; 19.2) = 10$

$\Rightarrow S^t = 10 \text{ cm.}$

. Zone courante : $S^t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S^t = 15 \text{ cm.}$

D'où :

Zone nodale : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \Rightarrow A_t = 0.9 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$

- Poutres secondaires :

Calcul d'espacement maximum entre les armatures transversales

$$\text{Zone nodale : } S_{max}^t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.6\right) = 8.75 \rightarrow S^t = 8.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } S^t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \rightarrow S^t = 15 \text{ cm.}$$

D'où :

$$\text{Zone nodale : } A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8.75 \times 30 = 0.788 \Rightarrow A_t = 0.788 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \Rightarrow A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Délimitation de la zone nodale

D'après le **RPA99 / version 2003**, la zone nodale est pour le cas des poutres est d'éliminé en figure 7.2 comme suite :

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$\text{Poutre principale : } l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{Poutre secondaire : } l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

VI.1.4. Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité (BAEL 99/ article A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23.b_0.d.\frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\text{. Poutre principale (PP}_1 \text{ et PP}_2\text{) : } A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2.$$

Poutre Secondaire (PS₁ et PS₂) : $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} donc, la condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99 / article A.5.1.1) [02]

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d}$$

Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\tau_u = \frac{109.49 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.960 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}.$

Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\tau_u = \frac{99.25 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.00 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}.$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de la contrainte d'adhérence des barre (BAEL 91/ A.6.1.3) [02]

Pour éviter le risque d'entraînement des barres longitudinale, il faut vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

. $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

. τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0.9 d \sum u_i}$$

Où :

. ψ : Coefficient de scellement :

$$\Psi_s = 1 \Rightarrow \text{ronds lisses}$$

$$\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{haute adhérence}$$

Et :

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres $\Rightarrow \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi_{max}$

Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\sum u_i = n_1 \cdot \pi \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \pi \cdot \phi_2 = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 26.376 \text{ mm}$.

Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\sum u_i = n_1 \cdot \pi \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \pi \cdot \phi_2 = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ mm}$.

Donc :

Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\tau_{se} = \frac{109.49 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 263.76} = 1.21 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$.

Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\tau_{se} = \frac{99.25 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 282.6} = 1.18 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$.

D'où :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL91 / A.6.1.2.2)

Les barre rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur de scellement l_s égale à : $l_s = 35\phi$.

Et d'après le **RPA99 / version 2003**, la longueur minimale de recouvrement et de **40 ϕ** en zone IIa.

D'où :

- Pour les HA 14 : $40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.
- Pour les HA 16 : $40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.

Les règles de **BAEL 91 (Art A.6.1)**, admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à **0.4L_s** pour les aciers **HA**.

Pour les HA 14 : $0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$.

Pour les HA 16 : $0.4 \times 64 = 25.6 \text{ cm}$.

VI.1.5. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Sur le béton (BAEL 91/ Art A.5.1.3.1.3)

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{2 \times 109.49 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 380} = 2.13 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa.}$

Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{2 \times 99.25 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 2.23 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa.}$

D'où :

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_s} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Au niveau des appuis (BAEL 91/ Art 5.1.3.1.2)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement. Pour cela, il faut vérifiée la condition suivante :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$$

Poutres principales (PP₁ et PP₂) : $A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1.15 \times 109.49 \cdot 10^3}{400 \times 10^2} = 3.15 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}}$

$$= 10.69 \text{ cm}^2.$$

Poutres secondaires (PS₁ et PS₂) : $A_{st \text{ ancrer}} = \frac{1.15 \times 99.25 \cdot 10^3}{400 \times 10^2} = 2.85 \text{ MPa} < A_{st \text{ adopté}}$

$$= 15.45 \text{ cm}^2.$$

D'où :

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} \Rightarrow$ La condition est vérifiée et les armatures calculées sont suffisantes (on n'a pas besoin de prolonger les armatures).

VI.1.6. Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec :

β_1 et K_1 : sont obtenus à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Donc :

Poutre principale

Tableau VI.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

Groupe	Localisation	$M_s \text{ max}$ [KN.m]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \sigma_{st}$
PP ₁	Travée	9.145	9.24	0.695	0.878	25.98	29.66	1.142	C. Vérifiée
	Appuis	19.947	10.65	0.801	0.871	23.76	56.58	2.381	C. Vérifiée
PP ₂	Travée	34.935	4.62	0.347	0.908	39.35	219.15	5.569	C. Vérifiée
	Appuis	44.131	6.88	0.517	0.892	31.30	189.23	6.045	C. Vérifiée

- Poutres secondaires

Tableau VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

Groupe	Localisation	$M_{s \max}$ [KN.m]	$A_{adoptée}$ [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \sigma_{st}$
PS ₁	Travée	15.604	10.65	1.073	0.857	19.96	51.80	2.595	C. Vérifiée
	Appuis	33.89	15.45	1.560	0.837	13.67	79.42	5.809	C. Vérifiée
PS ₂	Travée	18.126	4.62	0.467	0.896	33.08	132.68	4.010	C. Vérifiée
	Appuis	18.145	4.62	0.467	0.896	33.08	132.83	4.015	C. Vérifiée

VI.1.7. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations : (BAEL 99/ A.4.5.3.2)

Comme les poutres ne sont pas exposées aux intempéries à des milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

1. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. C'est pour cela la condition suivante doit être vérifiée :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

. f : Flèche obtenu du logiciel ETABS (où par un calcul).

. \bar{f} : La flèche admissible.

. Poutre principale

$$f = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{450}{500} = 0.90 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Poutre secondaire

$$f = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{335}{500} = 0.65 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI.2. Les poteaux

VI.2.1. Introduction

Un Poteau est un élément de structure d'un ouvrage sur lequel se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers l'infrastructure de cet ouvrage.

Les poteaux seront calculés en flexion composé sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal puis vérifier a L'ELS.

En respectant les caractéristiques suivantes :

Tableau VI.6. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

	Fe (MPa)	Fc28	γ_b	γ_s	f_{bu}(MPa)	σ_s(MPa)
Situation durable	400	25	1,5	1,15	14,2	348
Situation accidentelle	400	25	1,15	1	18,48	400

Combinaisons de calcul:

BAEL.91/modifié 99:

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$G+Q \text{ (ELS)}$$

RPA.99/modifié 2003:

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Les 6 combinaisons à prendre en considération sont les suivantes :

- Effort normal maximal «N» ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal «N» ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux «N» correspondants.

VI.2.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des poteaux (Article 7.4.2)

- **Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
Leur pourcentage minimal est de : 0,8 % en **zone IIa**

Leur pourcentage maximal est de

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de: 40 ϕ en **zone IIa**.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en **zone II**.

D'où :

Tableau VI.7 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poteaux.

Dimensions des poteaux [cm ²]	A minimal [cm ²] (0.8% de	A maximal	
		Zone courante	Zone de recouvrement
50x50	20	100	150
45x45	16,2	81	121,5
35x35	9,8	49	73.5

Calcul des armatures:

1. Armatures longitudinales

Les sections d'armatures des poteaux sont déterminées en fonction des dimensions de ces derniers tel que :

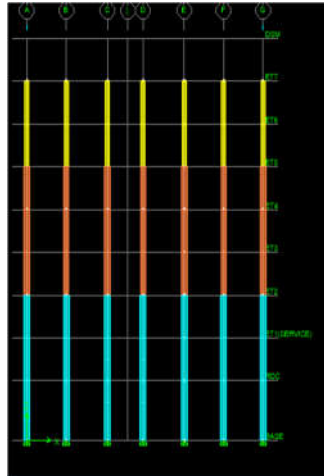


Figure VI.1 : Classification des différentes sections des poteaux (Code couleur).

- **RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage:** Poteaux 50x50 cm² (Couleur bleue)
- **3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage :** Poteaux 45x45 cm² (Couleur orange)
- **6^{ème} et 7^{ème} étage :** Poteaux 35x35 cm² (Couleur jaune).

1. Calcul de la section d'armature donnée à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

– *Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :*

➤ *Calcul du centre de pression :*

$e = \frac{M}{N}$  Deux cas peuvent se présenter.

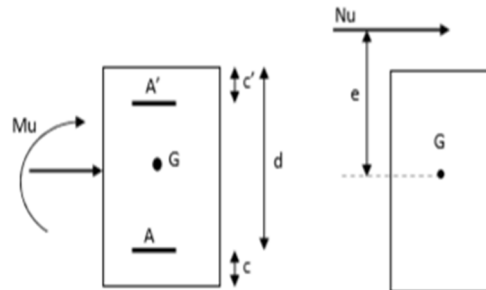


Figure VI.2: Les moments s'exerçant sur les poteaux.

➤ *Section partiellement comprimée :(S.P.C)*

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

✓ $e \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

✓ $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h^2.f_{bc}$

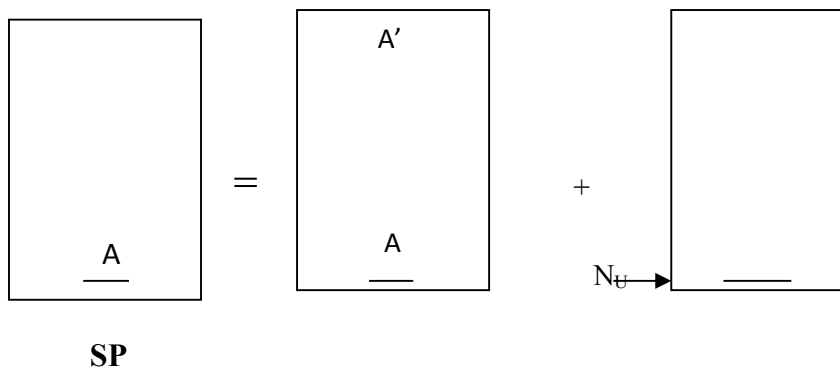


Figure VI.3: Section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

M_f : Moment fictif

➤ **Détermination des armatures**

– *Calcul du moment fictif :*

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

– *Calcul du moment réduit :*

$$\mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

-Si $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ S.S.A ($A'=0$)

– *Armatures fictives :*

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}$$

Armatures réelles :

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{array} \right.$$

-Si $\mu_f > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

– *Armatures en flexion simple :*

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

M_1 : Moment ultime pour une SSA les sections d'acier réelles seront

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

– *Armatures en flexion composée :*

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ *Section entièrement comprimé (S.E.C) :*

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

✓ N : effort de compression.

✓ la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \geq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{c28}$$

– *Détermination des armatures :*

1^{er} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{c28} \Rightarrow \text{S.D.A}$

$$A'_1 = \frac{M_f - b.h.f_{c28}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A'_2 = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A'_1 : Armatures comprimées.

A'_2 : Armatures tendues.

2^{ème} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \Rightarrow \text{S.S.A}$

$$A' = \frac{N_u - \psi b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{bd^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque 1 :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Remarque 2 :

Nous allons ferrailer par zone car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

Zone II : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

Exemple de calcul manuel:

❖ **Poteau : 50X50:**

$$\begin{cases} N_{cr} = 1580,2 \\ M_{max} = 16,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{16,61}{1580,2} = 0.010 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = 0,50/2 - 0,02 = 0.23 \text{ m} , \text{ avec } c=0,02\text{m} \end{cases}$$

$$e_u < (\frac{h}{2} - c') \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\text{S.E.C} \Rightarrow A_{sc}=0$$

– *Calcul du moment fictif :*

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 16,61 + 1580,2 \times (0,23)$$

$$M_f = 380,05 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = 0,5 - 0,02 = 0,48 \text{ m} \Rightarrow d = 0,48 \text{ m}$$

– **Calcul de Ast**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{380,05 \times 10^6}{400 \times 480^2 \times 14,20} = 0,290 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,824$$

– **Armatures fictives :**

Chapitre 1

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} = \frac{380,05 \times 10^5}{0,824 \times 48 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_f = 27,61 \text{ cm}^2$$

– **Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 27,61 - \frac{1580,2 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -17,51 \Rightarrow A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 ; A_{st} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

➤ *Armatures transversales :*

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Positionner les armatures longitudinales.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (RPA99 \text{ révisée } 2003 / \text{Art } 7.4.2.2)$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : Armature transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

– *Espacement des armatures transversales "St" :*

-En zone nodale : $S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10\phi_l^{min}) = \min (15 \text{ cm} ; 10 \times 1.2 \text{ cm}) = \min (15 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$

$S_t = 10 \text{ cm}$

- en zone courante : $S_t \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$

$S_t = 18 \text{ cm}$

– *Diamètre des aciers :*

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Avec : Φ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\Phi 10$$

– *Vérification de la quantité d'armature :*

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

Par exemple zone II :

La section d'armature calculée :

$$A_s = 3,04 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{HA}12$$

Pour avoir 2 barres à chaque côté on adopte $8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2 < A_{\text{min RPA}} = 16,20 \text{ cm}^2$

Donc on opte pour un autre choix d'armatures

$$\text{Soit } 12\text{HA}14 = 18,46$$

Tableau VI.8 : Calcul des armatures longitudinales.

Zone	Section	Sollicitation		M(KN.M)	e(m)	$\frac{h}{2} - c$		Nature	OBS	A _{SUP}	A _{inf}	A _{min} RPA	Choix	A _S adopté
I	50X50	N ^{max} – M ^{cor}	-1580 ,2	-16 ,61	0.010	0,23	380,05	S.E.C	S.S.A	0	0	20	4HA16+8HA14	20,36
		N ^{min} – M ^{cor}	17,89	42,02	2,34	0,23	46,13	S.P.C	S.S.A	0	2,29			
		N ^{cor} - M ^{max}	-815.95	-86.38	0,105	0,23	274,04	S.E.C	S.S.A	0	0			
II	45X45	N ^{max} – M ^{cor}	1023,31	-1 ,625	0.0015	0 ,205	211,40	S.E.C	S.S.A	0	0	16,2	12HA14	18,46
		N ^{min} – M ^{cor}	-20,12	48,504	2,41	0,205	52,62	S.P.C	S.S.A	0	3,04			
		N ^{cor} - M ^{max}	-292,13	69,493	0.237	0,205	129,37	S.P.C	S.S.A	0	0,85			
III	35X35	N ^{max} – M ^{cor}	377,07	-2,052	0.005	0.155	60,49	S.E.C	S.S.A	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,68
		N ^{min} – M ^{cor}	4,38	11,54	2,63	0.155	12,21	S.P.C	S.S.A	0	0,94			
		N ^{cor} - M ^{max}	-103	37,07	0.35	0.155	53,03	S.P.C	S.S.A	0	1,87			

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t.b$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t.b$
- Si $3\% < \lambda_g < 5\% \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes.

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}, \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : Longueur de flambement.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Tableau VI.9: Calcul de λ_g pour les différents niveaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Le niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$	ρ_a
50x50	RDC	$L_0=4.25$	5,95	2.5
	1^{er} et 2^{ème}	$L_0=3.06$	4,28	3,75
45x45	3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème}	$L_0=3.06$	4,76	3,75
35x35	6^{ème}, 7^{ème}	$L_0=3.06$	6,12	2.5

➤ **Poteau (50x50) :**

- **Cas de RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :**

Zone nodales : $A_t^{\min}=0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{\min}=0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$.

V_u : L'effort tranchant max

$V_u=56.76 \text{ KN}$

RDC :

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2,5 \times 56,76 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = \mathbf{0,73cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2,5 \times 56,76 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = \mathbf{1,06cm^2}$$

ETAGE 1et2 :

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{3,75 \times 56,76 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = \mathbf{1,06cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{3,75 \times 56,76 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = \mathbf{1,6cm^2}$$

➤ **Poteaux (45x45) :**

- **Cas de 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage:**

Zone nodales : $A_t^{min}=0.003 \times 45 \times 10 = \mathbf{1,35cm^2}$.

Zone courante : $A_t^{min}=0.003 \times 45 \times 15 = \mathbf{2,025cm^2}$.

V_u=51,48KN

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{3,75 \times 51,48 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = \mathbf{1,07cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{3,75 \times 51,48 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = \mathbf{1,60cm^2}$$

➤ Poteaux (35x35) :

- Cas de 6^{ème}, 7^{ème} étage :

Zone nodales $A_t^{min} : = 0.003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1,58 \text{ cm}^2$.

$V_u = 32.13 \text{ KN}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 32,1 \times 10^3}{350 \times 400} \times 100 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 32,1 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 0,86 \text{ cm}^2$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Les sections transversales et leur espacement.

Poteau	Etage	Hauteur [cm]	λ_g	ρ_a	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$ Zone nodale $S_t = 10 [\text{cm}]$	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$ Zone courante $S_t = 15 [\text{cm}]$	$A_{adopté} [\text{cm}^2]$
(50x50)	RDC	425	5,95	2.5	1,5	2,25	3.14
	1 ^{er} , 2 ^{ème}	306	4,28	3,75	1,5	2,25	3.14
(45x45)	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	306	4,76	3,75	1,35	2,025	3.14
(35x35)	6 ^{ème} , 7 ^{ème}	306	6,12	2.5	1,05	1,58	3.14

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (45×45), (40×40) et (35×35) seront composées de 2 cardes 4Ø10 ⇒ $A_t=3,14 \text{ cm}^2$.

VI-3 Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$f_{c28}=25\text{MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.11: Vérification au cisaillement.

Niveau		V_u	b	H	d	λ_g	ρ_d	σ_{bu}	τ_b^{adm}	Obs
(50x50)	RDC	56,76	50	50	48	5,95	0,075	0,23	1,875	CV
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	56,76	50	50	48	4,28	0,04	0,23	1,875	CV
(45x45)	(3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème})	51,48	45	45	43	4,76	0,04	0,26	1,875	CV
(35x35)	6 ^{ème} , 7 ^{ème}	32,1	35	35	33	6,12	0,075	0,27	1,875	CV

– **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

$$\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour la haute adhérence

♦ Pour les HA12 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 42,33\text{m} \Rightarrow l_s = 50\text{cm}.$

♦ Pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38\text{ cm} \Rightarrow l_s = 50\text{cm}.$

♦ Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44\text{cm} \Rightarrow l_s = 60\text{cm}.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

♦ Pour les HA12 : $l_a = 0,4 \times 42,33 = 16,93\text{cm} \Rightarrow l_a = 20\text{cm}$

♦ Pour les HA14 : $l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75\text{cm} \Rightarrow l_a = 20\text{cm}$

♦ Pour les HA16 : $l_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58\text{cm} \Rightarrow l_a = 25\text{cm}$

– **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

• **Au niveau des poutres :**

$L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre

• **Au niveau des poteaux :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

b_1 et h_1 : sont les dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

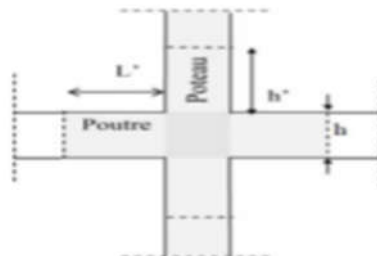


Figure VI.4 : Schéma représentant hauteurs du poteau.

Tableau VI.12: Délimitation de la zone nodale

Poteaux	H[cm]	h'[cm]
50x50 (RDC)	425	$h'=\max(\frac{425-40}{6} = 64,16; 50; 50; 60)=65$
50x50 (1 ^{er} et 2 ^{ème})	306	$h'=\max(\frac{306-40}{6} = 44,33; 50; 50; 60)=60$
45x45 (3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème})	306	$h'=\max(\frac{306-40}{6} = 44,33; 45; 45; 60)=60$
35x35 (6 ^{ème} , 7 ^{ème})	306	$h'=\max(\frac{306-40}{6} = 44,33; 35; 35; 60)=60$

➤ **Vérification de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).**

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composée :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

f_e : Contrainte limite des aciers élastiques

A_{\min} : Section minimal d'acier tendue.

f_{t28} : Résistance du béton a la traction à l'âge de 28 jours.

e_s : Excentricité de l'effort normal a l'ELS

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Note : A adopté est la section d'armature adoptée dans le premier tableau.

VI.4. Vérifications à l'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad (\text{BAEL91/A.4.5.2})$$

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s=348 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$

Tableau VI.13 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS

Niveau	Section	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.M)	A _{min} [cm ²]	A _{ado} [cm ²]	Vérification
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	N ^{max} – M ^{cor}	-1145,92	-11,73	7	20,6	CV
		N ^{min} – M ^{cor}	-283,68	-0,564			CV
		N ^{cor} - M ^{max}	35,82	-61,7			CV
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	N ^{max} – M ^{cor}	-734,35	-1,17	5,75	17,08	CV
		N ^{min} – M ^{cor}	-127,88	-6,98			CV
		N ^{cor} - M ^{max}	-239,31	27,2			CV
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35x35	N ^{max} – M ^{cor}	-274,09	1,561	3,42	12,31	CV
		N ^{min} – M ^{cor}	-8,21	-2			CV
		N ^{cor} - M ^{max}	-76,71	19,17			CV

Tableau VI.14 : Récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel (SOCOTEC).

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN. M)	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	$\overline{\sigma}_s$	OBS
I	RDC, 1 ^{er} , et 2 ^{ème}	50x50	N ^{max} – M ^{cor}	-1145,92	-11,73	4	3,3	15	CV	59,9	50,3	348	CV
			N ^{min} – M ^{cor}	-283,68	-0,564	0,9	0,9	15	CV	13,9	13,4	348	CV
			N ^{cor} – M ^{max}	35,82	-61,7	2,3	0	15	CV	30,1	-60,3	348	CV
II	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	N ^{max} – M ^{cor}	-734,35	-1,17	2,9	2,8	15	CV	44,1	42,8	348	CV
			N ^{min} – M ^{cor}	-127,88	-6,98	0,8	0,2	15	CV	11,4	3,7	348	CV
			N ^{cor} – M ^{max}	-239,31	27,2	2	0	15	CV	29,2	-1,1	348	CV
III	6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35x35	N ^{max} – M ^{cor}	-274,09	1,561	1,8	1,6	15	CV	27,5	24,1	348	CV
			N ^{min} – M ^{cor}	-8,21	-2	0,2	0	15	CV	3,2	-2,8	348	CV
			N ^{cor} – M ^{max}	-76,71	19,17	2,3	0	15	CV	30,2	-26,9	348	CV

Conclusion :

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VI.15 : Ferrailage final des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{adoptée}
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	4HA16+8HA14 = 20,36 cm ²
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	45x45	12HA14 = 18,46 cm ²
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35x35	4HA14+4HA12 = 10,68 cm ²

VI.3. Les voiles**VI.3.1. Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Ils consistent aussi à la réalisation de deux fonctions principales, la première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement qui assure la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture au cisellement par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où : les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Combinaison fondamentale :

$$1.35G + 1.5Q$$

Combinaison accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- . Effort normal maximum et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$.
- . Effort normal minimum et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{correspondant}$.
- . Moment maximum et effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{correspondant}$.

VI.3.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des voiles

a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)

- . Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- . Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- . Zone tendue : un espacement maximal de **15 cm** et un pourcentage minimal de **0.20%** de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- . l_t : Longueur de la zone nodal.
- . e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2)

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

c. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à **4 barres / m²**.

d. Règles communes (Article 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile **0,15 %**.
- En zone courante **0,10 %**.
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est : $S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile ($\emptyset < \frac{e}{10}$).
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement des signe des efforts et possible.
20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Remarque

Les voiles seront calculés selon leurs sens et leurs longueurs, donc on opte pour un seul type de ferrailage dans tous les niveaux.

VI.3.3. Exposé de la méthode de calcul

La méthode de calcul à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

D'après le **RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4)** le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) telle que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}, l_c \right)$$

Avec :

. h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

. l_c : La longueur de la zone comprimée.

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l$$

. l : Longueur du voile.

. l_t : La longueur de la zone tendue.

$$l_t = l - l_c$$

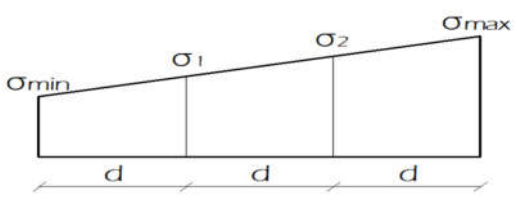
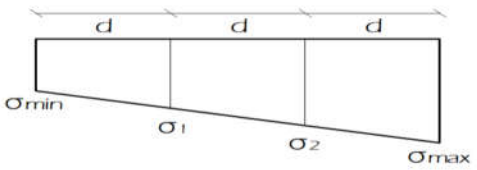
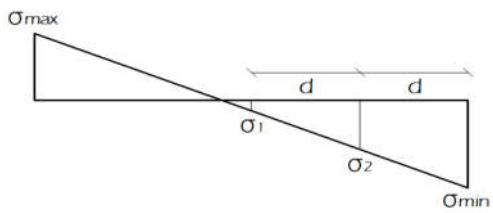
VI.3.4. Détermination des diagrammes des contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- . Section entièrement comprimé (S.E.C).
- . Section entièrement tendue (S.E.T).
- . Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont résumés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau VI.16 : Diagrammes des contraintes pour chaque section.

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d' \times e$

VI.3.5. Détermination des armatures

a. Armatures verticales

Tableau VI.17 : Les armatures verticales pour chaque section.

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\frac{L}{10}$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à **15 cm**.

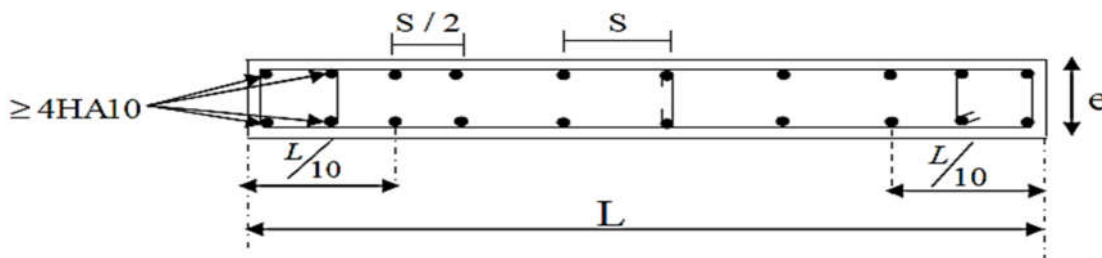


Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures horizontales

. D'après le BAEL A8.2,41 BAEL 91/révisé99

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

. A_v : Section des armatures.

. D'après le RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.2)

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Armatures minimales

. Compression simple (BAEL99/ Art A.8.1.2.1) [02]

. $A_{min} > 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$. 0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

. **B** : Section du béton comprimée.

. **Traction simple (BAEL99/ Art A.4.2.1) [02]**

$$. A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec:

. **B** : Section du béton tendue tel que:

$$B = d \times e.$$

D'après le **RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.1) [01]**, le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue au moins égales à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

$$A_{min} = 0.2\%B$$

d. Règle communes du RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.3) pour les armatures verticales et horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suite :

. **A_v et $A_H > 0.15\%B \Rightarrow$** Globalement dans la section du voile.

. **A_v et $A_H > 0.10\%B \Rightarrow$** En zone courante.

Avec :

. **B** : Section du béton.

. **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

. 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

. 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$. S_t \leq 1.5a.$$

$$. S_t \leq 30 \text{ cm}.$$

Avec:

a : épaisseur du voile ($a = 20 \text{ cm}$).

Dans notre cas :

$$S_t \leq \text{Min}(30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}). \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}.$$

. Diamètre maximale

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égales au $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

e. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaire aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

f. Armatures de coutures

Dans notre cas on considère qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage.

VI.3.6. Vérification à l'ELU

1. Contrainte limite de cisaillement

L'effort tranchant $\ll V_u \gg$ est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement $\ll S_{12} \gg$ par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times L \times e$).

Ainsi que la contrainte de cisaillement est limité comme suite :

. D'après le BAEL99 (A.5.1.2.1)

$$\tau_b = \frac{V_{max\ ELU}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

. $\bar{\tau}_b$: Contrainte limite de cisaillement.

$$\bar{\tau}_b = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

Et :

. $V_{max\ ELU}$: Valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

. D'après le RPA99/ version 2003 (Article 7.7.2)

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

. $\bar{V} = 1.4 V_{max\ E}$ (Où : $V_{max\ E}$ est l'effort tranchant maximal sous sollicitation sismique).

. b : Epaisseur de linteaux où du voile.

. d : Hauteur utile ($d = 0.9h$).

. h : Hauteur total de la section brute.

VI.3.7. Vérification à l'ELS

À l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à la contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$. Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A}$$

Où :

. N_s : L'effort normal appliqué.

. B : Section du béton.

. A : Section des armatures adoptées (verticale).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en cinq zones comme suite :

. **Zone I** : RDC et 1^{er} étage, 2^{ème}.

. **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}.

. **Zone III** : 6^{ème}, 7^{ème}.

Les sections d'armature sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

. $V_1 = 2$ m de longueur.

. $V_2 = 2.50$ m de longueur.

. Exemple de calcul

Calcul du voile VL1 dans la zone I telle que :

$$L = 2 \text{ m.} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 4798.72 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -7477.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

σ_{max} et σ_{min} sont des signes contraires \Rightarrow donc on a une section partiellement comprimée (SPC).

. Calcul de la longueur de la zone comprimée

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{4798.72}{4798.72 + 7477.25} \times 2 = 0.78 \text{ m.}$$

. Calcul de la longueur de la zone tendue

$$l_t = l - l_c = 2 - 0.78 = 1.22 \text{ m.}$$

Donc le découpage de la zone se fera en deux bandes de largeur d :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c \right) = \min \left(\frac{3.58}{2}, \frac{2}{3} \times 0.78 \right) = 0.52 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} d = 0.52 \text{ m.} \\ d' = l_t - d = 1.22 - 0.52 = 0.70 \text{ m.} \end{cases}$$

. Calcul de la contrainte σ_1

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times d'}{L_t} = \frac{7477.25 \times 0.70}{1.22} = 42.78103 \text{ MPa.}$$

. Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7477.25 + 42781.03}{2} \times 0.52 \times 0.2 = 612.69 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d' \times e = \frac{4278.103}{2} \times 0.70 \times 0.2 = 298.18 \text{ KN.}$$

. Calcul des armatures**a. Armature verticale**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{612.69}{40} = 15.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{298.18}{40} = 7.45 \text{ cm}^2.$$

. Armature minimal

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e}, 0.2\% B \right)$$

$$\begin{cases} B_1 = d \times e = 0.52 \times 0.2 = 0.104 \text{ m}^2. \\ B_2 = d' \times e = 0.70 \times 0.2 = 0.140 \text{ m}^2. \end{cases}$$

$$A_{\min 1} \geq \max \left(\frac{0.104 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 0.104 \right) = (5.46, 2.08) = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.140 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 0.140 \right) = (7.35, 2.80) = 7.35 \text{ cm}^2$$

. Vérification

a. À l'ELU

a.1. Contrainte de cisaillement

BAEL99 (A.5.1.2.1) [02]

$$\tau_b = \frac{V_{\max ELU}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right).$$

Avec : $V_{\max ELU} = 307.58 \text{ KN}$ (Déterminer du logiciel ETABS).

$$\tau_b = \frac{V_{\max ELU}}{b \times d} = \frac{307.58 \times 10^3}{(0.2 \times 0.9 \times 4.25) \times 10^6} = 1.196 \text{ MPa}.$$

Et :

$$\bar{\tau}_b = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.26 ; 4 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_b = 1.196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

RPA99/ version 2003 (Article 7.7.2) [01]

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{\max E} = 1.4 \times 307.58 = 430.61 \text{ KN}$ ($V_{\max E}$ Déterminer de logiciel ETABS).

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{430.61 \times 10^3}{(0.2 \times 0.9 \times 4.25) \times 10^6} = 0.854 \text{ MPa}.$$

Et :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.854 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. À l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = |N_s| = 665.8 \text{ KN}$ (Déterminer de logiciel ETABS)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A} = \frac{665.8 \times 10^3}{40000+15 \times 31.90 \times 10^2} = 1.545 \text{ MPa.}$$

Donc :

$\sigma_{bc} = 1.545 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Tableau VI.18 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles longitudinales.

VL	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage	4,25	3,06	3,06
	L (m)	2	2	2
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,4	0,4	0,4
	H	3,90	2,71	2,71
	T(kN)	307.580	170.620	110.510
	N _{ser} (kN)	665.80	439.460	193.91
	Vu (kN)	430.612	238.868	154.714
	σ_{\max} (kN/m ²)	4798.720	2160.860	3633.68
	σ_{\min} (kN/m ²)	7477.25	3367.60	3732.98
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt	1.22	1.22	1.01
	Lc	0.78	0,78	0,99
	D	0.52	0,52	0,66

	$d_{\text{adopté}}$	0.52	0.52	0.51
	$d_2 = L_t - d_{\text{adopté}}$	0.70	0.70	0.51
	σ_1	4278.103	1927.027	1866.490
	N_1	612.69	275.93	283.75
	N_2	298.18	134.34	94.58
	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	15.32	6.80	7.09
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$	7.45	3.36	2.36
Armatures minimales		5.47	5.47	6.91
Ferrailage adopté	$A'_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	16.08	12.31	9.04
	$A'_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$	11.31	11.3	9.04
	Choix de A (cm ²) Bonde 1	8HA16	8HA14	8HA12
	Choix de A (cm ²) Bonde 2	10HA12	10HA12	8HA12
	Espacement (cm) Bonde 1	15	15	15
	Espacement (cm) Bonde 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6	6	6
	AH adopté (cm ²)	7.85	7.85	7.85
	choix de la section	10HA10	10HA10	10HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1.196	0.664	0.430
	$\bar{\tau}_u = 2.26 \text{ Mpa}$	0.854	0.474	0.307
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1.545	1.056	0.469

Tableau VI.19 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles transversales.

VT	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	H poutre (m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage	4,25	3,06	3,06
	L (m)	2.5	2.5	2.5
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,5	0,5	0,5
	H	3,85	2,66	2,66
	T(kN)	244.910	174.630	101.550
	N _{ser} (kN)	910.90	631.27	269.99
	Vu (kN)	342.874	244.482	142.170
	σ_{\max} (kN/m ²)	3604.440	750.060	1677.900
	σ_{\min} (kN/m ²)	6272.560	2314.410	2007.670
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	L _t	1.59	1.89	1.36
	L _c	0.91	0.61	1.14
	D	0.61	0.41	0.76
	d _{adopté}	0.61	0.41	0.68
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0.98	1.48	0.68
	σ_1	3869.600	1814.370	1003.835
	N ₁	616.87	168.43	205.06

	N ₂	379.01	268.56	68.35
	A _{v1} /bande (cm ²)	15.42	4.21	5.13
	A _{v2} /bande (cm ²)	9.48	6.71	1.71
Armatures minimales		6.39	4.28	7.97
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)	16.08	12.31	9.04
	A'v2 adopté (cm ²)	15.82	22.60	11.3
	Choix de A (cm ²) Bonde 1	8HA16	8HA14	8HA12
	Choix de A (cm ²) Bonde 2	14HA12	20HA12	10HA12
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	7.50	7.50	7.50
	AH adopté (cm ²)	7.85	7.85	7.85
	choix de la section	10HA10	10HA10	10HA10
	Espacement (cm)	25	25	25
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	0.762	0.543	0.316
	$\bar{\tau}_u = 2.26 \text{ Mpa}$	0.544	0.388	0.226
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$	1.718	1.206	0.522

VI.3.8. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnée et bien armée. Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences de **RPA99/ version 2003**, qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/version 2003** est plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le **RPA99/version 2003** favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle **d'interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**.

Le rôle des fondations est la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes : semelles sur pieux et puits). Dans le cas le plus général un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut être exercé dans de différents plans.

Donc elle représente la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, déroule la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

. Combinaison fondamentale DTR BC.2.3.3.1

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

. Combinaison accidentelle RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VII.3. Choix de fondation

Il existe plusieurs types de fondation, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier général.

Et enfin on opte pour le choix qui convient.

VII.3.1. Calcul des semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_s^{max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

. N_s^{max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit de logiciel ETABS).

. S : Surface d'appuis de la semelle ($S = A \times B$).

. $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement pris égale à 2 bars.

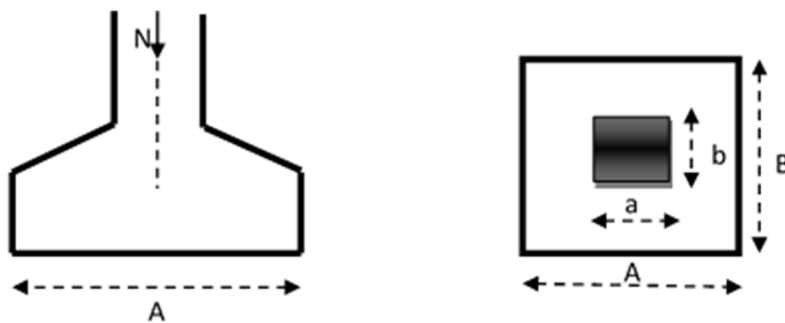


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée.

. Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}$$

D'où : $A = B$

Alors :

$$B^2 \geq \frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Application numérique:

$$B = \sqrt{\frac{1145.92}{200}} = 2.39 \text{ m}$$

Conclusion

On remarque qu'il y'aura un risque de chevauchement entre les semelles inévitables, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas. Donc il y a lieu d'opter pour un autre type de fondation.

VII.3.2. Semelles filantes

a. Semelle filante sous poteaux << S₁ >>

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plate telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

. Etapes de calcul

. Détermination de la résultante des charges $R = \Sigma N_i$.

. Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\Sigma N_i \times e_i + \Sigma M_i}{R}$

. e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

. Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations des semelles filantes tel que :

$$\left. \begin{array}{l} \text{. Si } e \leq \frac{L}{6} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{. Si } e > \frac{L}{6} \longrightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right\} \begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{cases}$$

Tableau VII.1 : Résultante des charges pour une semelle sous poteau.

Poteaux	e_i KN	N_i KN	M_i KN	$N_i \times e_i$ KN
A	6.075	1145.92	-11.734	-6.970
B	1.575	1047.98	4.951	-1655.56
C	1.575	1016.60	-6.077	1606.14
D	6.075	1012.73	10.33	6154.33
Somme	15.3	4223.23	-2.53	6097.94

D'où :

$$e = \frac{6097.13 - 2.53}{4223.23} = 1.442 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{13.83}{6} = 2.3 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)}{\sigma_{sol} \times L}; \quad \text{Avec : } N_s = \sum N_i$$

$$B \geq \frac{4223.23 \left(1 + \frac{3 \times 1.442}{13.83} \right)}{200 \times 13.83} = 2.5 \text{ m.}$$

Donc :

. La surface des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_1 = 4(L_1 \times B_1) = 4 \times (13.83 \times 2.5) = 138.3 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 138.3 \text{ m}^2$$

. La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{\text{Total}} = S_1 = 138.3 \text{ m}^2$$

. La surface totale de la structure est : $S_{\text{structure}} = 269.68 \text{ m}^2$

. Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{structure}}} = \frac{138.3}{269.68} = 0.51$$

Donc :

La surface des semelles représente 51%

Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, donc on peut conclure que les semelles filantes ne passent pas. $S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$, donc on opte pour un radier général.

VII.3.3. Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, et il travaille comme un plancher renversé, il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc, il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Son choix se fait selon trois principales caractéristiques :

- . La qualité du sol (mauvais sol).
- . Charges transmises au sol (importantes).
- . Les poteaux rapprochés (petites trames).

VII.3.3.1. Pré-dimensionnement**. Epaisseur de la dalle du radier h_r :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm.} \Rightarrow \mathbf{h_r = 30 \text{ cm.}}$$

. Epaisseur des nervures h_n :

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivante :

. Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{450}{8} = 56.25 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{450}{5} = 90 \text{ cm.}$$

. Selon la condition de la vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Où :

. L_e : Longueur élastique.

. L_{max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

. EV_j : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818.86$ MPa).

. b : Largeur de la nervure du radier.

. I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

. K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40$ MPa).

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K}{E} \frac{(2)^4}{\pi^4} \cdot L_{max}^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4.50)^4 \times 40}{10818.86 \times (3.14)^4}} = 0.91 \text{ m.} \Rightarrow \mathbf{h_n = 100 \text{ cm.}}$$

. Largeur des nervures b_n :

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm.} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm.} \Rightarrow \mathbf{b_n = 60 \text{ cm.}}$$

. Epaisseur de la dalle flottante h_d :

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{450}{50} = 9 \text{ cm.} \leq h_d \leq \frac{450}{40} = 11.25 \text{ cm.} \Rightarrow \mathbf{h_d = 10 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents, les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- Hauteur des nervures : $h_n = 100$ cm.
- Largeur des nervures : $b_n = 60$ cm.
- Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30$ cm.
- Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10$ cm.
- Enrobage : $c = 3$ cm.

VII.3.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Où :

. N_s : est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS : $G_{ss} = 24996.08$ KN et $Q_{ss} = 4557.23$ KN. Donc : $N_s = 29553.31$ KN.

D'où :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{29553.31}{200} = 147.77 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 147.77 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 269.69 \text{ cm}^2.$$

Donc :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL99**, qui est calculé comme suite :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{débord}} = P_{\text{bâtiment}} (\text{Périmètre du bâtiment}) \times L_{\text{débord}} = 66.66 \times 0.5 \Rightarrow S_{\text{débord}} = 33.33 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{radier}} = 269.69 + 33.33 = 303.02 \text{ m}^2.$$

VII.3.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

Tableau VII.2 : Sollicitation à la base du radier.

Charges permanentes	Poids du bâtiment		G = 24996.08 KN	
	Poids de radier	Poids de la dalle du radier	$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_r \cdot \rho_b$ $P_{dalle} = 303.02 \times 0.3 \times 25$	2272.65 KN
		Poids des nervures	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_r) L_{nerv} \rho_b$ $L_{nerv} = \sum (L_x.n + L_y.m)$ $P_{nerv} = 0.6 (1 - 0.3) \times (19.50 \times 7 + 13.83 \times 5) \times 25$	2159.33 KN
		Poids du remblai (Tout-venant d'oueds)	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_r) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum (L_x.n + L_y \times m) = 0.6 \times 205.65 = 123.39 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (303.02 - 123.39) \times (1 - 0.3) \times 17$	2137.60 KN
		Poids de la dalle flottante	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_{pdalle \text{ flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 303.02 \times 0.15 \times 25$ $e_{dalle \text{ flottante}} = 15 \text{ cm.}$	1136.33 KN
	Poids de radier (G_{radier}): \sum			7705.91 KN
	Surcharges d'exploitations		Surcharge de bâtiment Q	4557.23 KN
		Surcharge du radier (Q_{radier}): $Q_{radier} = Q_{RDC} \times S_{radier} = 5 \times 303.02$	1515.1 KN	
Poids total de la structure		$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 24996.08 + 7705.91$	32701.99 KN	
		$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 4557.23 + 1515.1$	6072.33 KN	
Combinaisons	A l'ELU : $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 32701.99 + 1,5 \times 6072.33$			53256.18 KN
	A l'ELS : $N_S = G + Q = 32701.99 + 6072.33$			38774.32 KN

VII.3.3.4. Vérification

a. Vérification au cisaillement (BAEL99/ A.5.1.211)

La fissuration est considéré préjudiciable ou très préjudiciable, d'où il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$V_{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53256.18 \times 1}{303.02} \times \frac{4.50}{2} = 395.44 \text{ KN.}$$

$$b = 100 \text{ cm, } d_2 = 0.9h_r = 0.9 \times 0.3 = 27 \text{ cm. Donc :}$$

$$\tau_u = \frac{395.44 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.47 \text{ MPa.}$$

Donc :

$\tau_u = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \Rightarrow$ D'où : la condition est vérifiée, il y a pas de risque de cisaillement.

b. Poinçonnement (BAEL99/ A.5.2.42)

$$Q_u \leq 0.045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduit d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale du radier ($h = 1 \text{ m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

. Vérifications sous poteaux

$$U_c = 2(U + V) = 2(u + v + 2h) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 1) = 4.5 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_u = 1580.33 \text{ KN} < 0.045 \times 4.5 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 3375 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA)

Selon l'article, il faut vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

. Sens X-X

$$e = \frac{27506.108}{38774.32} = 0.70 \text{ m} < \frac{19.50}{4} = 4.88 \text{ m}$$

. Sens Y-Y

$$e = \frac{24162.116}{38774.32} = 0.62 \text{ m} < \frac{13.83}{4} = 3.45 \text{ m}$$

d. Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$$\sigma_{(min,max)} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec :

. σ_{min} , σ_{max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

. N : Effort normal dû aux charges verticales.

. S_{radier} : Surface totale du radier.

. M : Moment sismique à la base dans les deux sens **x-x** et **y-y** (Dédit d'ETABS).

. V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Dédit d'AutoCAD).

. I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Dédit d'AutoCAD).

ELU :

. Sens X-X

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{38774.32}{303.02} + \frac{27506.108}{4298.52} \times 6.915 = 151.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{D'où : } \sigma_m = 134.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{38774.32}{303.02} - \frac{27506.108}{4298.52} \times 6.915 = 82.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 134.27 \text{ KN/m}^2 = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Sens Y-Y

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{38774.32}{303.02} + \frac{24162.116}{8545.64} \times 9.75 = 155.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \text{D'où : } \sigma_m = 141.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{38774.32}{303.02} - \frac{24162.116}{8545.64} \times 9.75 = 100.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141.73 \text{ KN/m}^2 = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e. Poussé hydraulique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

. P : Poids totale à la base du radier ($P = 38774.32 \text{ KN}$).

. F_s : Coefficients de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1.5$).

. γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

. h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

. S : Surface du radier ($S = 303.02 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 38774.32 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 303.02 \times 10 = 4545.3 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il y'a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4. Ferrailage du radier

VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux, Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le **BAEL99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé ou émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne, et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés Par la contrainte du sol, on utilise en suite la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y .

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferrailage, et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

. Identification du panneau

$$l_x = L_x - b_n = 3.35 - 0.60 = 2.75 \text{ m.}$$

$$l_y = L_y - b_n = 4.5 - 0.60 = 3.9 \text{ m.}$$

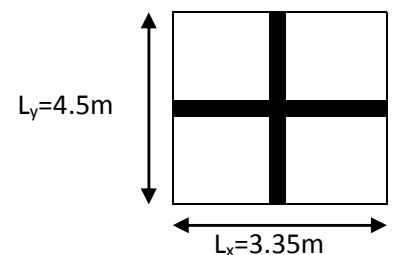
D'où : $\frac{l_x}{l_y} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

. Calcul des moments M_x et M_y agissant sur le panneau central

Les moments au centre du panneau et pour une bande de 1 m sont donnée par :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_y = \mu_y \cdot M_x$



En utilisant les tables BAEL (Annexe 3), on tire les coefficients μ_x et μ_y en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. À l'ELU ($v = 0$)

. Pour $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.7$; $\mu_x = 0.068$; $\mu_y = 0.436$

Et :

σ_{max} : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise donc :

. À l'ELU

$$\sigma_u^{max} = \frac{N_u}{S_{radier}} - 1.35 \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = \frac{53256.18}{303.02} - 1.35 \left(\frac{7705.91}{303.02} \right) = 141.42 \text{ KN/m}^2.$$

. À l'ELS

$$\sigma_s^{max} = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = \frac{38774.32}{303.02} - \left(\frac{7705.91}{303.02} \right) = 102.52 \text{ KN/m}^2.$$

D'où :

. À l'ELU

$$. M_{xu} = (\mu_x \cdot \sigma_u^{max} \cdot l_x^2) \times 1 \text{ ml} = (0.068 \times 141.42 \times 2.75^2) \times 1 \text{ ml} = 72.72 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{yu} = (\mu_y \cdot M_{xu}) \times 1 \text{ ml} = (0.436 \times 72.72) \times 1 \text{ ml} = 31.70 \text{ KN.m.}$$

. À l'ELS

$$. M_{xs} = (\mu_x \cdot \sigma_s^{max} \cdot l_x^2) \times 1 \text{ ml} = (0.068 \times 102.52 \times 2.75^2) \times 1 \text{ ml} = 52.72 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{ys} = (\mu_y \cdot M_{xs}) \times 1 \text{ ml} = (0.436 \times 52.72) \times 1 \text{ ml} = 22.98 \text{ KN.m.}$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi-encastrement de la dalle aux niveaux des appuis, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée, (- 0.5) aux appuis intermédiaire et de (-0.3) aux appuis de rive.

. Correction des moments**. À L'ELU****. Moments en travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 72.72 = 61.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 31.70 = 26.94 \text{ KN.m}$$

. Moments aux appuis

$$. M_{1x}^a = -0.5 \times 72.72 = -36.36 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = -0.3 \times 72.72 = -21.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1y}^a = -0.5 \times 31.70 = -15.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = -0.3 \times 31.70 = -9.51 \text{ KN.m}$$

. À L'ELS**. Moments en travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 52.72 = 44.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 22.98 = 19.53 \text{ KN.m}$$

. Moments aux appuis

$$. M_{1x}^a = -0.5 \times 52.72 = -26.36 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = -0.3 \times 52.72 = -15.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_{1y}^a = -0.5 \times 22.98 = -11.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = -0.3 \times 22.98 = -6.89 \text{ KN.m}$$

VII.4.2. Calcul des armatures :

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur avec :

$$. \mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2}$$

. A partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$. A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^3}{\beta \times 27 \times 348}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Résultats du ferrailage du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	M _u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)		S _t (cm)
En travée	x-x	61.81	0.060	0.969	6.78	5HA14	7.70	20
	y-y	26.94	0.026	0.987	2.90	5HA12	5.65	20
Aux appuis	x-x	-36.36	0.036	0.982	3.94	5HA12	5.65	20
	y-y	-15.85	0.015	0.992	1.70	5HA12	5.65	20

VII.4.3. Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

Avec

. ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

. ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

. Armatures principales (sens x-x)

$$. \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.7}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x \min} = 2.76 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 2.76 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

. Armatures supérieures (y-y) :

$$. \rho_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 2.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 99/ A.7.2.1)

. On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\phi_{\text{adopté}} = 14 \text{ mm} < \phi_{\max} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

a. Espacements des barres (BAEL 99/ A.8.2)

Pour une fissuration non préjudiciable et une charge uniformément répartie. L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

. Armatures inférieures (sens x-x)

$$. S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h : 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

. Armatures supérieures (sens y-y)

$$. S_t \leq \min (4h; 45)$$

$$. S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.4.4. Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable où très préjudiciable. Donc :

1. Contraintes dans les aires

$$. \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \leq \min (266.67 ; 201.63).$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

2. Contraintes dans le béton

$$. \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

β_1 et K_1 : sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 . A}{b . d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
En travée	x-x	44.81	10.05	0.372	0.905	37.81	182.47	4.82	201.63	15	C.V
	y-y	19.53	5.65	0.209	0.927	53.18	138.10	2.59			C.V
Aux appuis	x-x	-26.36	5.65	0.209	0.927	53.18	186.40	3.50			C.V
	y-y	-11.49	5.65	0.209	0.927	53.18	81.25	1.52			C.V

VII.4.5. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une plaque rectangulaire encastrée sur trois côtés, soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur, unité (1m).

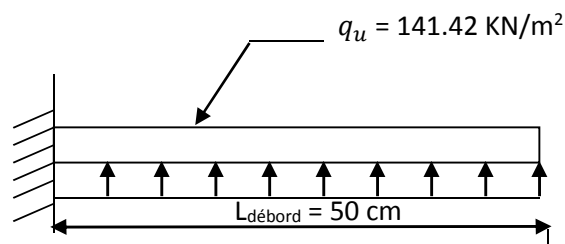


Figure VII.2 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

. Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$. M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} = - \frac{141.42 \times 0.5^2}{2} = - 35.35 \text{ KN.m.}$$

. Calcul des armatures

$$. \mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35.35 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.034$$

On a : $\mu = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.034$, $\beta = 0.983$

$$. A_t = \frac{M_t}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{35.35 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 3.82 \text{ cm}^2.$$

Remarque

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.4.6. Ferrailage des nervures

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales, et deux triangulaires tel que :

- . Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- . Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux (Moment fléchissant et effort tranchant), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrite << **Calcul des OUVRAGES en BETON ARME**>> en page 174, une méthode simple qui permet de ramener ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique tel que :

$$q_m = q.l_m$$

$$q_t = q.l_t$$

Avec :

- . q_m : Charge permettant le calcul des moment fléchissant.
- . q_t : Charge permettant le calcul des efforts tranchant.
- . q : Charge agissant sur les panneaux de dalle du radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :

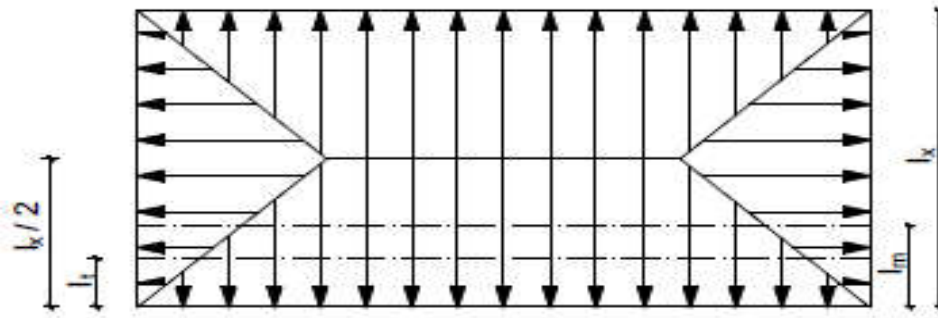


Figure VII.3 : Schéma des répartitions de charges.

. Cas des charges trapézoïdales

. Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$.

. Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$.

. Cas des charges triangulaires :

. Moment fléchissant : $l_m = 0.333l_x$

. Effort tranchant : $l_t = 0.25l_x$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

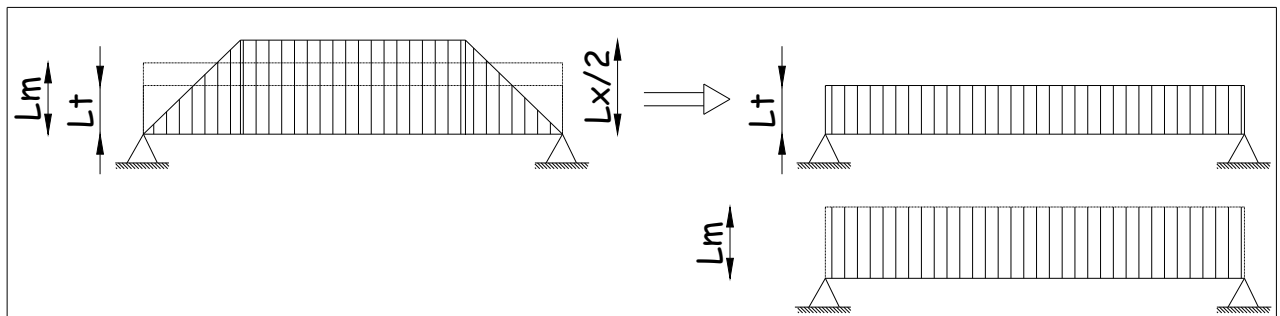


Figure VII.4 : Répartition simplifiées des chargements.

. Détermination des sollicitations

a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

Tableau VII.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

				ELU			ELS	
Travée	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	3.20	1.06	0.8	141.42	149.90	113.13	102.52	108.67
B-C	3.35	1.11	0.83	141.42	156.97	117.37	102.52	113.79
C-D	2.90	0.96	0.72	141.42	135.76	101.82	102.52	98.41
D-E	3.35	1.11	0.83	141.42	156.97	117.37	102.52	113.79
E-F	3.20	1.06	0.8	141.42	149.90	113.13	102.52	108.67
F-G	3.20	1.06	0.8	141.42	149.90	113.13	102.52	108.67

b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

Tableau VII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

				ELU			ELS	
Travée	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	4.5	1.83	1.41	141.42	258.79	199.40	102.52	187.61
B-C	3.15	1.11	0.83	141.42	156.97	117.37	102.52	113.79
cd	4.5	1.83	1.41	141.42	258.79	199.40	102.52	187.61

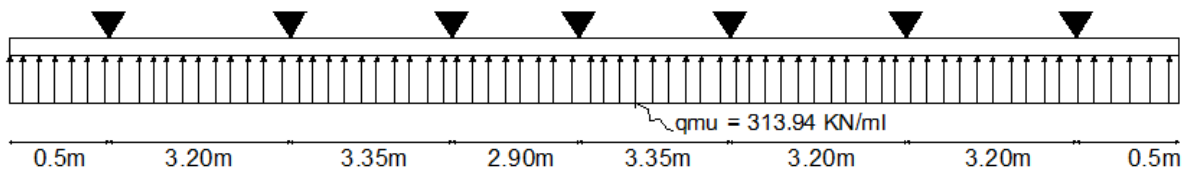
Remarque

Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2, les schémas statiques de calcul sont les suivants :

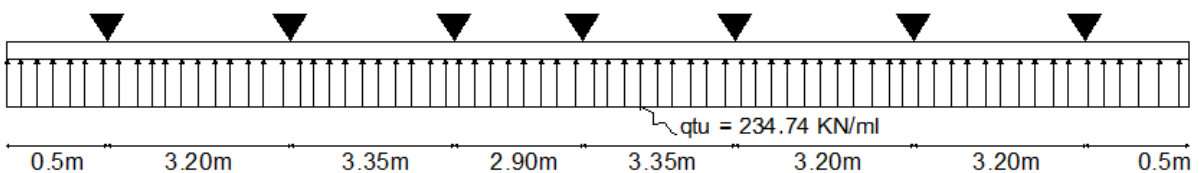
a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

. À l'ELU

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants :

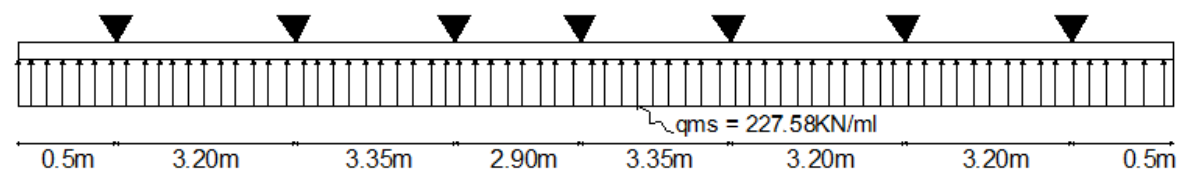


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



. À l'ELS

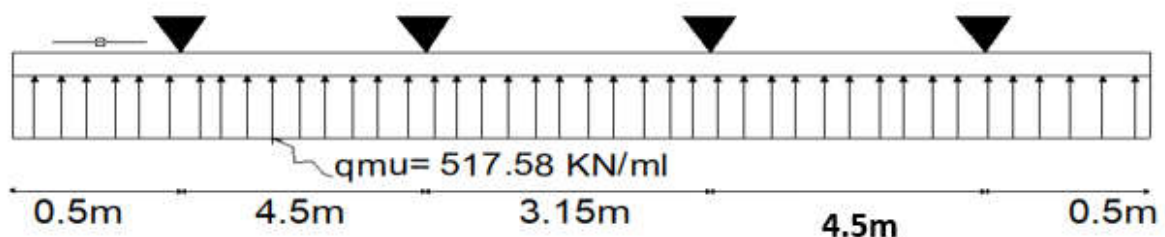
3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants



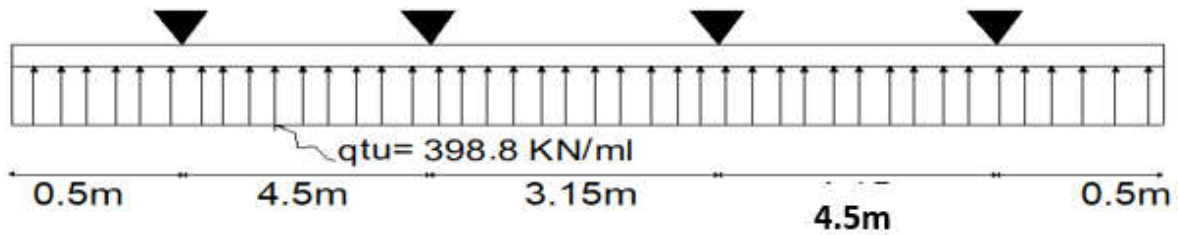
b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

. À l'ELU :

1. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants :

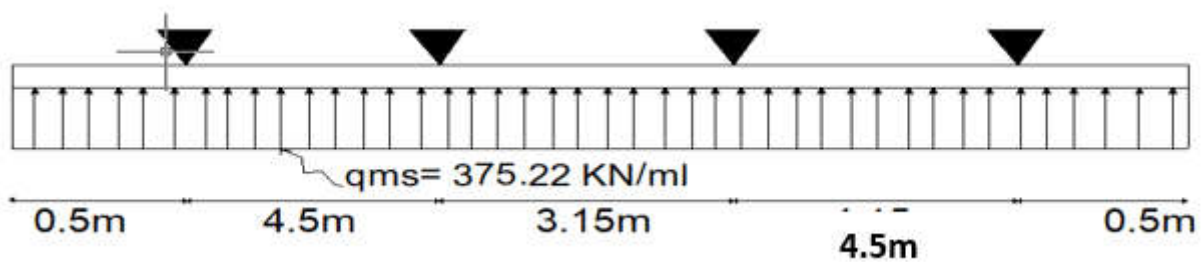


2. Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants



. À l'ELS

3. Schéma statique pour le calcul des moments fléchissants



. Calcul des efforts armatures :

Le calcul se fait à l'aide de logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

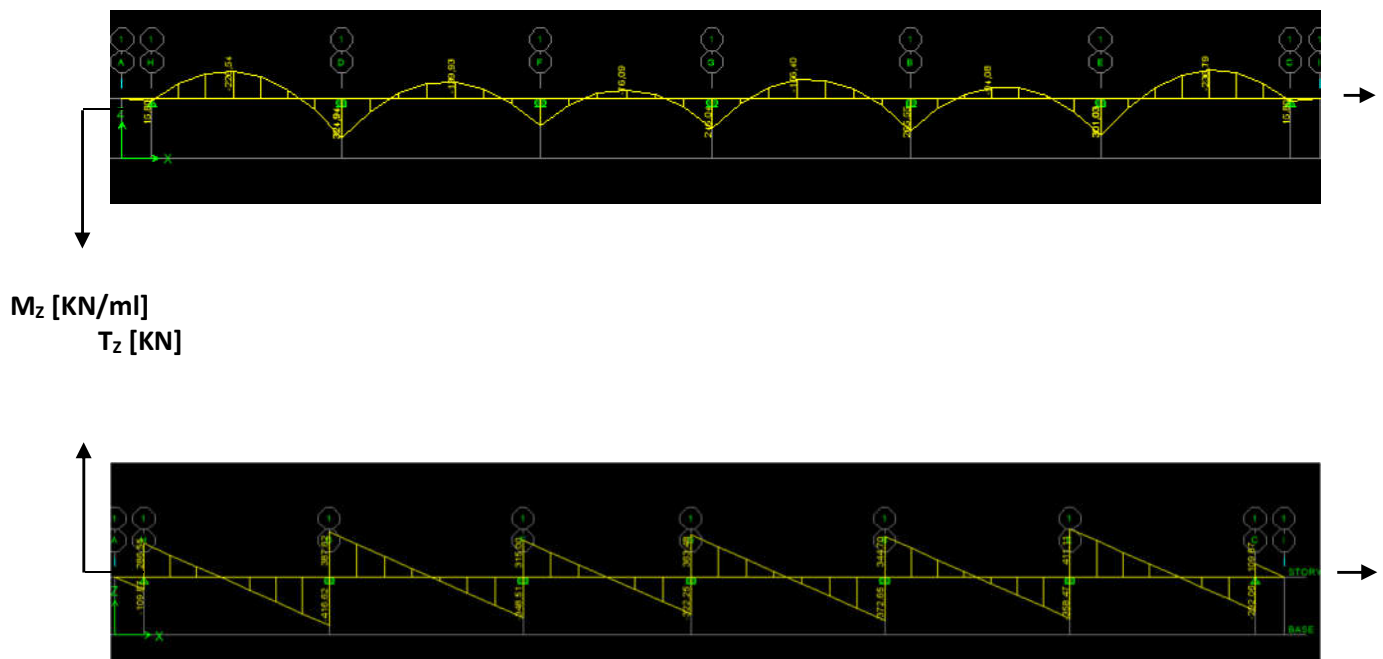


Figure VII.5 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

. Sens des grandes portées

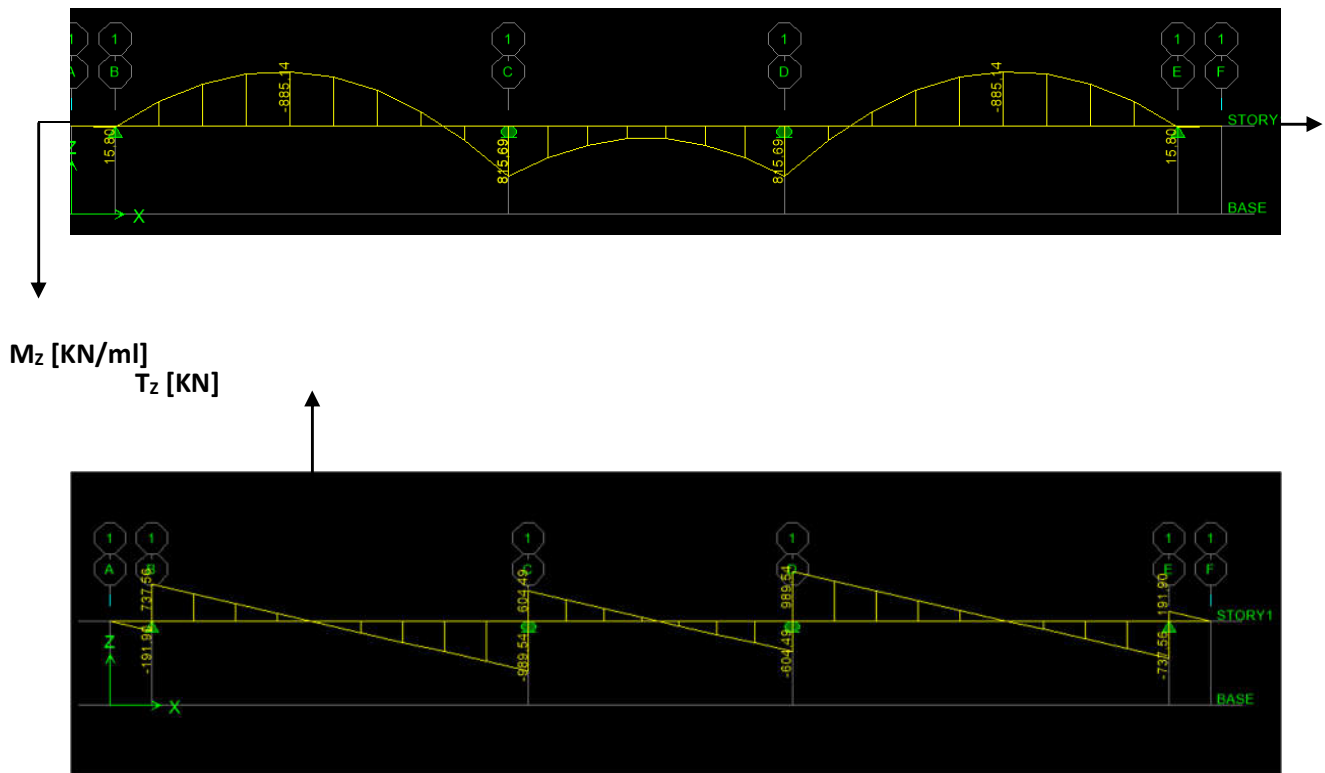


Figure VII.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

. Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VII.7 : Résultats de calcul des armatures de nervures.

Sens	Zone	M_{u-max} [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]
Petites portées	En travée	-236.79	0.030	0.985	7.21	4HA14+2HA14= 9.23
	Aux appuis	324.94	0.042	0.978	10.04	4HA14+ 4HA14 = 12.32
Grandes portées	En travée	-885.14	0.115	0.938	28.54	4HA20 +8HA16=28.64
	Aux appuis	815.69	0.106	0.944	26.13	4HA20+8HA16 =28.64

VII.4.7. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 99/ A.4.2) [02]

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 97 \times 2.1}{400} = 7.03 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{\min} . \Rightarrow La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement : (BAEL 99/ A.5.1.2) [02]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

. Sens de petites portées

$$\tau_u = \frac{416.62 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.715 \text{ MPa}$$

. Sens des grandes portées

$$\tau_u = \frac{989.54 \times 10^3}{600 \times 970} = 1.7 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée, pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ A 6.1.3)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Où : Ψ : coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

Ψ : 1.5 (Barre de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Où :

. $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

. **Sens des petites portées**

$$\sum U_i = n. \pi. \phi = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{416.62 \cdot 10^3}{0.9 \times 970 \times 200} = 2.38 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa.}$$

. **Sens des grandes portées**

$$\sum U_i = n. \pi. \phi = 6 \times 3.14 \times 2 = 37.68 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{989.54 \cdot 10^3}{0.9 \times 970 \times 471} = 2.4 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa.}$$

\Rightarrow Condition vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales (BAEL99/ A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right) = \min \left(\frac{100}{35}, \frac{60}{10}, 2.5 \right) = (2.86, 6, 2) \Rightarrow \phi_t = 2 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\phi 10 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$.

e. Vérification de la section minimale du RPA99/ version 2003

$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

f. Espacement des armatures transversales

1. Article A.5.1.23 du BAEL99

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.9 f_e \times A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_0} = \frac{0.9 \times 400 \times 3.14}{1.15 (1.7 - 0.3 \times 2.1) \cdot 60} = 15.31 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA99/ version 2003

. Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = \min (25, 30) = 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$S_{t \max} = \min (15.31, 30) = 15.31 \text{ cm.}$$

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

. Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

g. Espacement maximal des barres (BAEL99/ A.5.1.2.2)

$$S_t^{max} \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (87.3 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ adoptée}}^{max} = 20 \text{ cm} < S_t^{max} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale :

D'après le RPA99 / version 2003 [01], la zone nodale est pour le cas des poutres est d'éliminé en figure 7.2 comme suite :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

i. Les armatures de peau (BAEL99/ A.8.3) [02]

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

On opte pour : 2HA14 = 3,08 cm²

VII.4.8. Vérifications à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide de logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

. Sens des petites portées :

à l'ELS pour les petites portées.

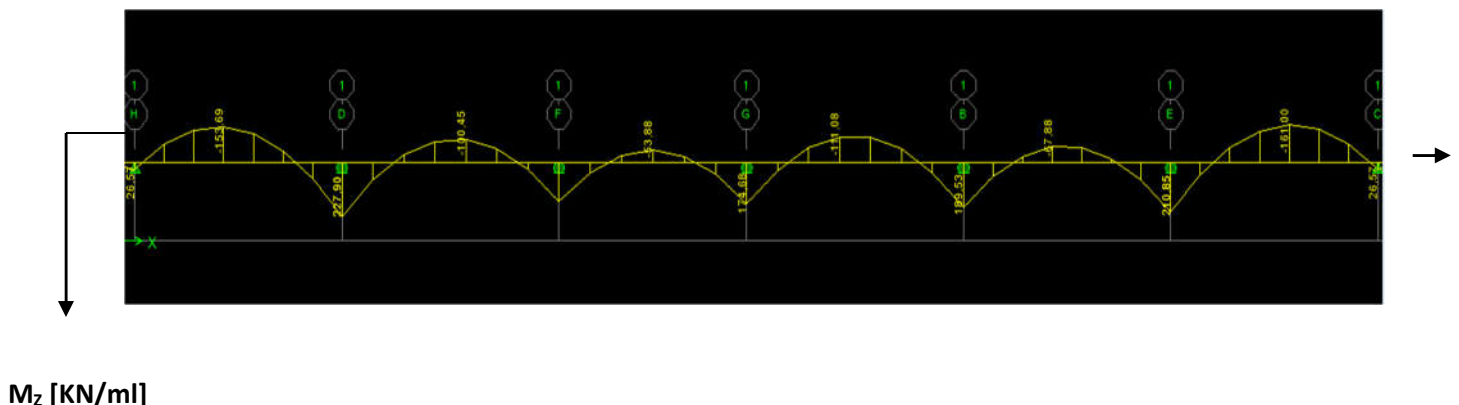


Figure VII.7 : Diagrammes des moments fléchissant

Sens des grandes portées :

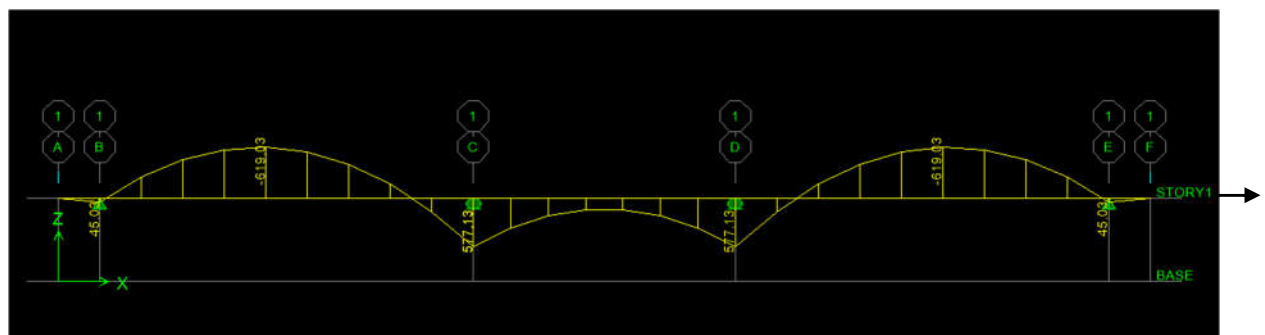


Figure VII.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS pour les grandes portées.

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contrainte dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \leq \min (266.67 ; 201.63).$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

2. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

β_1 et K_1 : sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.8 : Résultats de vérifications des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	M _s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β_1	K ₁	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Petite portée	En travée	-161	9.23	0.158	0.935	61.92	177.65	3.10	201.63	15	CV
	Aux appuis	227.90	12.56	0.215	0.925	51.57	185.45	3.92			CV
Grande portée	En travée	-619.03	32.56	0.559	0.889	30.04	193.28	7.33			CV
	Aux appuis	577.13	28.07	0.482	0.895	32.62	198.60	7.25			CV

VII.5. Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier suivant :

1. La dalle du radier (Compris les débords)

. Sens X-X

. En travée (Lit supérieur) : 5HA14 ($S_t = 20$ cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12 ($S_t = 20$ cm).

. Sens Y-Y

. En travée (Lit supérieur) : 5HA12 ($S_t = 20$ cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12 ($S_t = 20$ cm).

2. Les nervures

. Sens des petites portées

. En travée (Armatures supérieures) 4HA14+2HA14

. Aux appuis (Armatures inférieures) : 4HA14+4HA14

. Sens des grandes portées

. En travée (Armatures supérieures) : 4HA20+8HA16

. Aux appuis (Armatures inférieures) 4HA20+8HA16

. Armatures de peau : 2HA14 (Pour toutes les nervures).

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce travail simple était l'un des fruits cueillis de notre parcours universitaire, et en même temps un premier pas vers le monde de la pratique qui nous attends dans notre vie professionnelle.

Ce projet de fin d'études nous a permis de bien comprendre le but général de la théorie avant la pratique, nous a appris l'importance du travail en groupe, et surtout exploiter les documents techniques et réglementaires. Ainsi nous avons pu découvrir certaines méthodes et nouvelles astuces qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en béton armé.

Dans cette présente étude, les différents chargements (statiques et dynamiques) ont été pris en compte.

On témoigne le recours aux calculs RDM, pour les éléments, l'utilisation des méthodes de calculs du BAEL pour le ferrailage des éléments.

Bibliographie

Bibliographie

- 1) Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.
- 2) Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 ».
- 3) CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE C.G.S. « DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R. – B.C.2-41 - REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME C.B.A. 93 ». Alger.
- 4) BENYAHY Karim. « Présentation du logiciel ETABS ». Tizi Ouzou, 2017.
- 5) BENYAHY, Karim. « Etude d'une tour (R+12) avec recherche de la position optimale des voiles ». Mémoire d'ingénieur d'état en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. 2010.
- 6) Mémoires des années précédentes.
- 7) Cours et TD des années précédentes.
- 8) Livre : Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L. 80 (théorie et application).
- 9) Livre : résumé théorique et guide de travaux pratiques (module 18 : calcul des structures en béton armé B.A.E.L).
- 10) Livre : conservatoire national des arts et métiers (BETON ARME) : pour le calcul de ferrailage des poutres .
- 11) Tables de Pigeaud (abaques de calcul en béton armé).
- 12) COURS LEMDANI (les radiers).

Bibliographie

Sitographie :

- <http://dspace.univ-guelma.dz> (calcul et ferrailage des planchers).
- <http://www.pinterest.fr> (détail ferrailage d'escalier).
- <http://www.bibric.com> (calcul de l'acrotère).
- <http://fr.m.wikipedia.org> (étapes de ferrailage des poteaux).
- <http://staff.univ-batna2.dz> (étapes de ferrailage des poutres).
- <http://www.4geniecivil.com> (ferraillages des voiles).
- <http://fr.slideshare.net> (calcul de l'infrastructure).

Aide Logiciel :

- **ETABS** (modélisation de la structure).
- **SOCOTEC** (vérification des ferraillages).
- **EXCEL** (exploitation des résultats D'ETABS).
- **AUTOCAD** (plans de coffrage et ferraillages).

Plans de coffrages

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Introduction	1
I-1 Description de l'ouvrage	1
I-2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I-3 Réglementations utilisées	1
I-4 Les éléments de l'ouvrage	2
I-4-1 L'ossature.....	2
I-4-2 Plancher	2
a- Planchers en corps creux	2
b- Planchers en Dalle pleine	2
I-4-3 Maçonnerie	3
a) Le Remplissage	3
b) Revêtement	3
I-4-4 Les escaliers	3
I-4-5 L'ascenseur	3
I-4-6 Les balcons	3
I-4-7 Acrotère	3
I-4-8 Les fondations	3
I-5Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I-5-1 Le béton	4
I-5-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques	4
a- Résistance caractéristique à la compression.....	4
b- Résistance caractéristique à la traction.....	4
I-5-1-2 Contraintes limites.....	4
a- Etat limite ultime (ELU)	4
b- Etat limite de service (ELS)	5
c- Contrainte limite de compression.....	5
d- Contrainte limite de cisaillement.....	6
e- Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91/modifié99).....	6
I-5-1-3 Module d'élasticité	6
a- Module d'élasticité instantané.....	7
b- Module d'élasticité différée	7
c- Module d'élasticité transversal	7
d- Coefficient de poisson	7

I-5-2 Les aciers	7
I-5-2-1 Généralités	7
I-5-2-2 Module d'élasticité	8
a- ELU	8
b- ELS	8
I-5-2-3 Protection des armatures	9
I-6 Le système de coffrage	9

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	10
II-1 Les planchers	10
II-1-1 Planchers en corps creux	10
II-1-2 Planchers en dalle pleine	11
a. Résistance au feu	11
b. Condition de l'isolation acoustique	11
c. Condition de la résistance à la flexion	12
II-2 Les poutres	13
II-2-1 Poutres principales	14
II-2-2 Poutres secondaires	15
II-3 Les voiles	16
II-3-1 L'épaisseur	16
II-4 Les poteaux	18
II-4-1 Détermination des charges et surcharges	18
II-4-1-1 Charges permanentes	18
II-4-1-2 Les surcharges	20
II-4-2 Descente de charges	20
a. Localisation du poteau le plus sollicité	20
b. Poids propre des éléments	21
c. Surcharges d'exploitation	22
II-4-3 Dimensionnement des poteaux	23
II-4-4 Vérifications	23
a. Vérifications au flambement	23
b. Vérification des exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99	25
II-5 L'acrotère	25

Chapitre III : Ferrailage des éléments non-structuraux

Introduction	27
III.1. Les Planchers.....	27
III.1.1. Plancher en corps creux.....	27
III.1.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	27
a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles	27
b. Armatures parallèles aux poutrelles	28
III.1.3. Etude des poutrelles	28
III.1.4. Ferrailage à l'ELU	29
a- Plancher terrasse inaccessible	30
b- Plancher d'étage courant	31
III.1.5. Détermination des efforts internes	32
III.1.5.1. Choix de la méthode.....	32
III.1.5.1.1. Méthode forfaitaire.....	32
1- Principe de la méthode	33
2- Application de la méthode forfaitaire.....	34
3- Calcul des moments des travées indépendantes (moment isostatique).....	35
III.1.6. Calcul des armatures	39
III.1.6.1. Armatures longitudinales	39
III.1.7. Vérification à l'ELU.....	41
III.1.8. Vérification à l'ELS	44
III.2. ESCALIER.....	49
Définition	49
III.2.1. Calcul d'escalier d'étage courant	49
III.2.2. Epaisseur de la paillasse	50
III.2.3. Détermination des charges et surcharges	52
III.2.3.1. Charge permanente.....	52
a. Volée	52
b. Le palier de repos	53
III.2.3.2. Surcharges d'exploitation.....	53
III.2.4. Calcul à l'ELU	54
III.2.5. Calcul des armatures	57
III.2.6. Vérification à l'ELU.....	58
III.2.7. Calcul à l'ELS	60
III.2.8. Vérification à l'ELS	62

III.3. Poutres palières	66
III.3.1.Vérifications aux exigences d' RPA	67
III.3.2.Ferraillage.....	70
1. Calcul des armatures longitudinales.....	70
a. Condition de non fragilité	70
b. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant.....	70
c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	71
d. Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures	71
e. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis.....	71
f. Ancrage des barres	71
2. Calcul des armatures transversales.....	72
a. Diamètre.....	72
b. Espacement des armatures transversales.....	72
c. Exigence du RPA 99	72
d. Quantité d'armatures transversales minimales.....	73
III.3.3. Vérification à l'ELS	73
1. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers.....	73
2. Vérification d'état limite d'ouverture des fissures	73
3. Etat limite de déformation.....	74
III.4. La dalle de la salle machine	75
Introduction	75
III.4.1. Dimensionnement.....	75
III.4.2.Calcul des armatures	79
III.4.3.Vérifications à l'ELU	79
III.4.4.Vérifications à l'ELS.....	82
III.5.Calcul des balcons	84
III.5.1 Dimensionnement.....	84
III.5.2. Détermination des charges	85
a. Charges permanentes	85
b. Charges concentrées.....	85
c. Surcharges d'exploitation.....	85
III.5.3.Calcul à L'E.L.U	85
III.5.4. Ferraillage.....	86
1. Armatures principales : (Longitudinales).....	86
2. Armatures de répartition : (Transversales).....	86
III.5.5.Vérification à L'E.L.U	87
III.5.6.Vérification à l'ELS	88
III.6. La cratère.....	90

III.6.1. Les sollicitations.....	91
III.6.1.1. Inventaire des charges	91
III.6.1.2. Les efforts internes	91
III.6.1.3. Schéma statique de l'Acrotère.....	91
III.6.2. Combinaisons des efforts	92
III.6.2.1. A l'état limite ultime	92
III.6.2.2. A l'état limite de service	92
III.6.3. Ferrailage.....	92
III.6.3.1. Calcul a l'ELU	93
a. Calcul de l'excentricité.....	93
b. Calcul en flexion simple.....	94
c. Armatures réelles en flexion composée (As)	94
III.6.4. Vérification	95
a. Condition de non fragilité	95
b. Vérification au cisaillement	95
c. Vérification de l'adhérence	96
III.6.5.Vérification à l'ELS	97
a. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier	97
b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	98
III.6.6. Vérification de l'acrotère au séisme.....	98
Conclusion.....	99

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction	100
IV.1. Calcul des charges horizontales et verticales	100
IV.1.1. Méthode de calcul	100
a. Présentation de la Méthode Dynamique Modale Spectrale	101
b. Principe	101
c. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique	101
IV.2. Modélisation de la structure	101
IV.2.1. Étapes de modélisation.....	102
IV.3. Introduction les charges statiques et dynamiques	117
IV.3.1. Charges statiques.....	117
a. Charges statiques pour les éléments linéaires	118
b. Charges statiques pour les éléments surfaciques.....	118
IV.4. Disposition des voiles	120
IV.5. Spectre de réponse de calcul	121

Chapitre V : Vérifications aux exigences du RPA 2003

Introduction	123
V.1. Choix de la méthode de calcul	123
V.2. Comportement dynamique	124
V.2.1. Justification du système de contreventement	125
V.2.2.Charges verticales reprises par les voiles	125
V.2.2 Surcharges	126
V.2.3 Charges horizontales reprises par les poteaux et les voiles.....	128
V.3. Vérifications des sollicitations normales (Article 7.4.3.1)	129
V.3.1 Nombre de modes à considérer	129
V.3.2. Résultante des forces sismiques de calcul	130
V.3.3. Calcul de la force sismique totale V.....	130
V.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure.....	131
V.3.5. Calcul de la période à l'aide des formules empiriques.....	131
V.4. Justification vis-à-vis des déformations	134
V.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	135
V.6. Stabilité au renversement	136
V.7. Conclusion.....	137

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Les poutres	138
VI.1.1 Introduction.....	138
VI.1.2. Les recommandations du RPA99 /version 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)	138
a) Armature longitudinale (Article 7.5.2.1).....	138
b) Armature transversale (Article 7.5.2.2).....	139
VI.1.3. Calcul des armatures	139
VI.1.4. Vérifications à l'ELU	142
a. Condition de non fragilité (BAEL 99/ article A.4.2.1).....	142
b. Vérification au cisaillement (BAEL 99 / article A.5.1.1).....	143
c. Vérification de la contrainte d'adhérence des barre (BAEL 91/ A.6.1.3).....	143
d. Ancrage des barres (BAEL91 / A.6.1.2.2)	144
VI.1.5. Influence de l'effort tranchant sur le béton	145
VI.1.6. Vérification à l'ELS	146
VI.1.7. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissurations : (BAEL 99/ A.4.5.3.2)	147

VI.2. Les poteaux	148
VI.2.1. Introduction.....	148
VI.2.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poteaux (Article 7.4.2).....	149
VI-3 Vérifications à l'ELU	162
VI-4 Vérifications à l'ELS	165
VI.3. Les voiles	168
VI.3.1. Introduction.....	168
VI.3.2. Les recommandations du RPA99 / version 2003 pour le ferrailage des voiles	139
a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)	169
b. Armatures horizontales (Article 7.7.4.2).....	170
c. Armatures transversales.....	170
d. Règles communes (Article 7.7.4.3)	170
VI.3.3. Exposé de la méthode de calcul	171
VI.3.4. Détermination des diagrammes des contraintes.....	171
VI.3.5. Détermination des armatures	172
a. Armatures verticales.....	172
b. Armatures horizontales	173
c. Armatures minimales	173
d. Règle communes du RPA99/ version 2003 (Article 7.7.4.3) pour les armatures verticales et horizontales.....	174
e. Armatures transversales	175
f. Armatures de coutures.....	175
VI.3.6. Vérification à l'ELU	176
VI.3.7. Vérification à l'ELS	176
VI.3.8. Conclusion	184

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

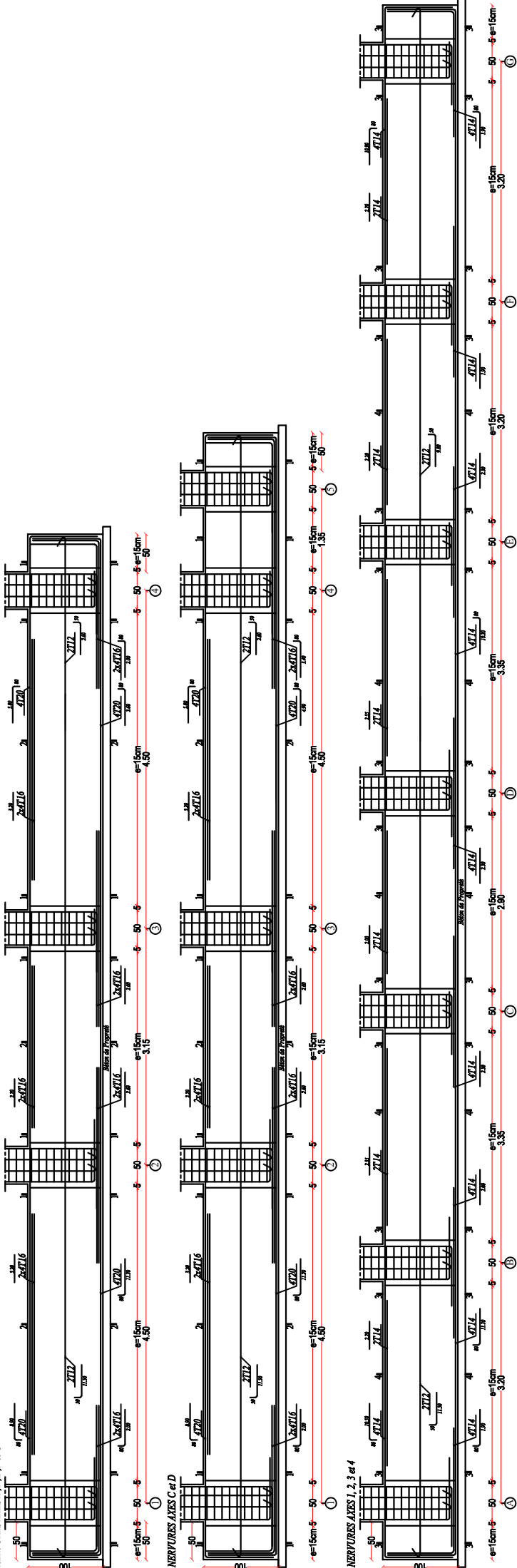
VII.1. Introduction.....	185
VII.2. Combinaisons de calcul	185
VII.3. Choix de fondation	185
VII.3.1. Calcul des semelles isolées	186
VII.3.2. Semelles filantes	187
VII.3.3. Radier général.....	189
VII.3.3.1. Pré-dimensionnement	189
VII.3.3.2. Détermination de la surface du radier.....	191
VII.3.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier	192
VII.3.3.4. Vérification	192

a. Vérification au cisaillement (BAEL99/A.5.1.211)	192
b. Poinçonnement (BAEL99/A.5.2.42)	193
c. Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA)	193
d. Contrainte dans le sol	194
e. Poussé hydraulique	195
VII.4. Ferrailage du radier	196
VII.4.1. Ferrailage de la dalle du radier	196
VII.4.2. Calcul des armatures	198
VII.4.3. Vérification à L'ELU	199
a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ B.7.4)	199
b. Diamètre maximal des barres (BAEL 99/ A.7.2.1)	200
VII.4.4. Vérification à L'ELS	200
1. Contraintes dans les aciers	200
2. Contraintes dans le béton	200
VII.4.5. Ferrailage du débord	201
VII.4.6. Ferrailage des nervures	202
a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)	204
b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)	204
VII.4.7. Vérification à l'ELU	208
a. Condition de non fragilité (BAEL 99/ A.4.2)	208
b. Vérification au cisaillement : (BAEL 99/ A.5.1.2)	208
c. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ A 6.1.3)	208
d. Calcul des armatures transversales (BAEL99/ A.7.2.2)	209
e. Vérification de la section minimale du RPA99/ version 2003	209
f. Espacement des armatures transversales	209
1. Article A.5.1.23 du BAEL99	209
2. Article 7.5.2.2 du RPA99/ version 2003	210
g. Espacement maximal des barres (BAEL99/ A.5.1.2.2)	210
h. Délimitation de la zone nodale	210
i. Les armatures de peau (BAEL99/ A.8.3)	211
VII.4.8. Vérifications à l'ELS	211
1. Contrainte dans les aciers	212
2. Contraintes dans le béton	212
VII.5. Conclusion	213
1. La dalle du radier (Compris les débords)	213
2. Les nervures	213

Conclusion générale

Bibliographie

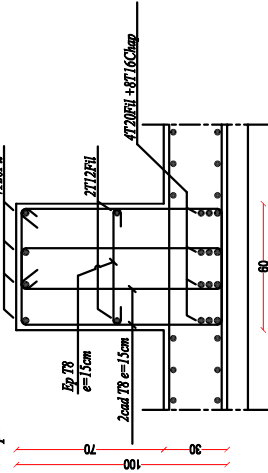
NERVURES AXES A,B,E,F et G



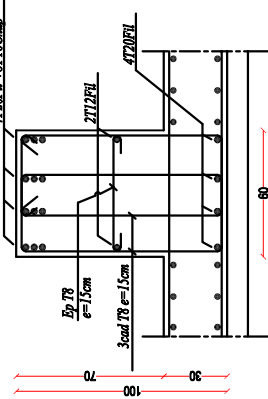
NERVURES AXES C et D

NERVURES AXES 1, 2 et 4

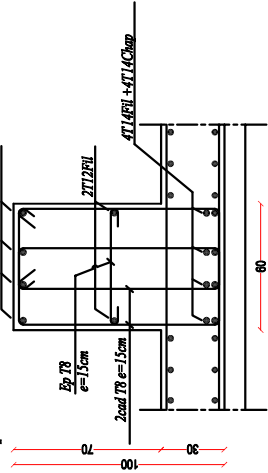
Coupe 1-1



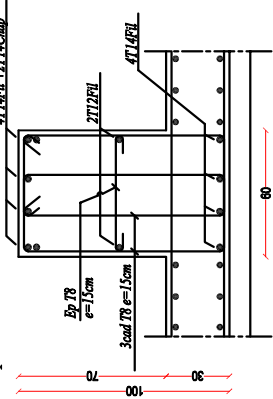
Coupe 2-2



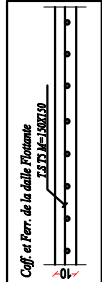
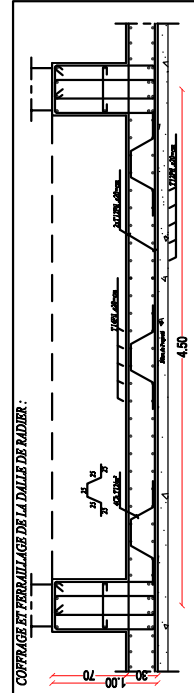
Coupe 3-3

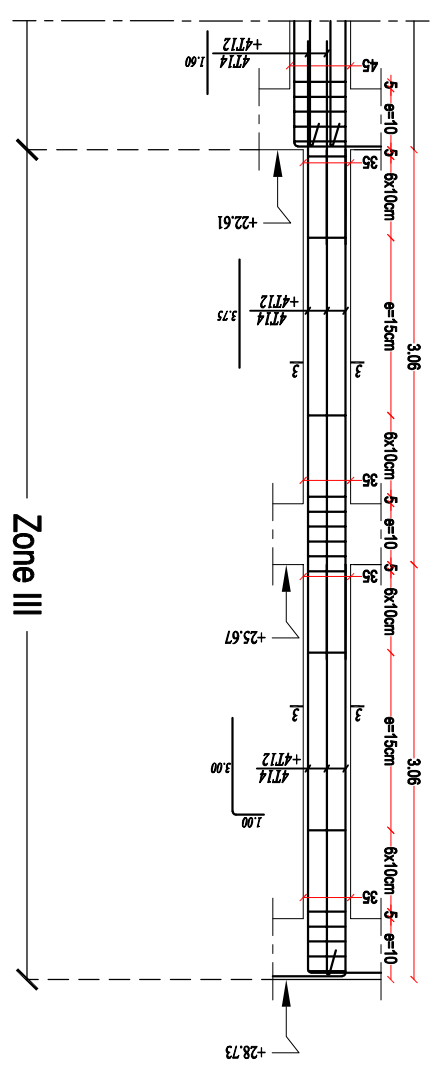
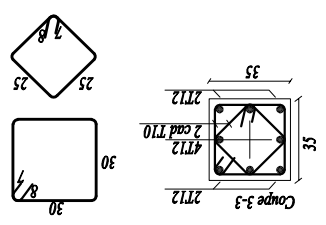
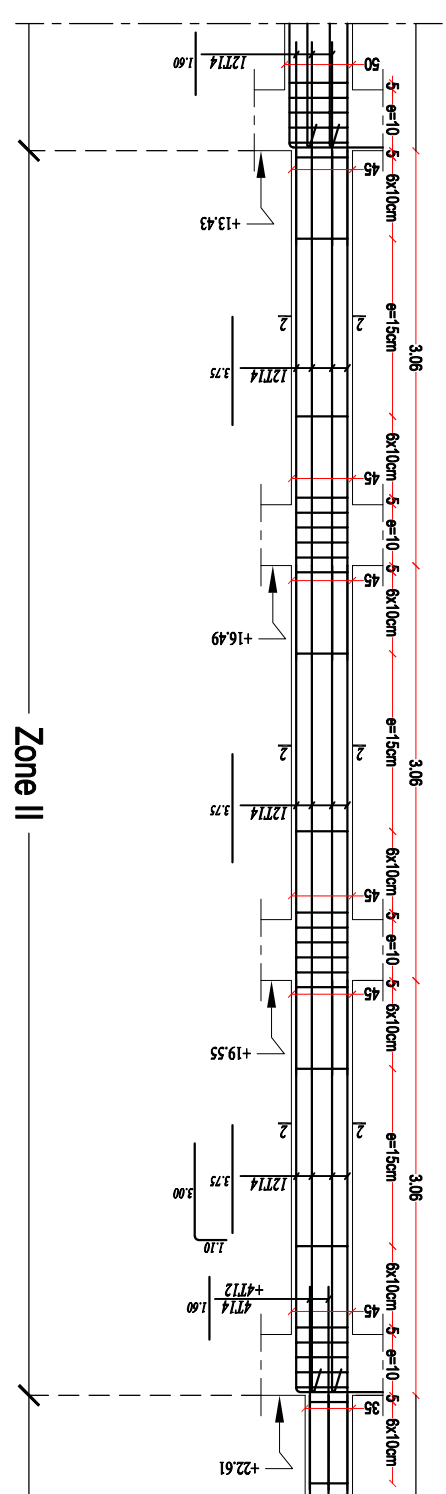
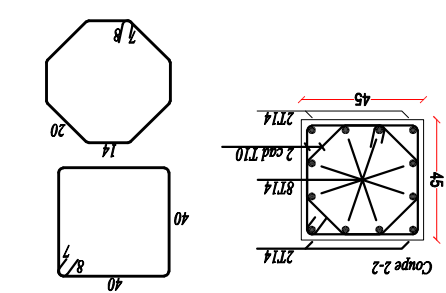
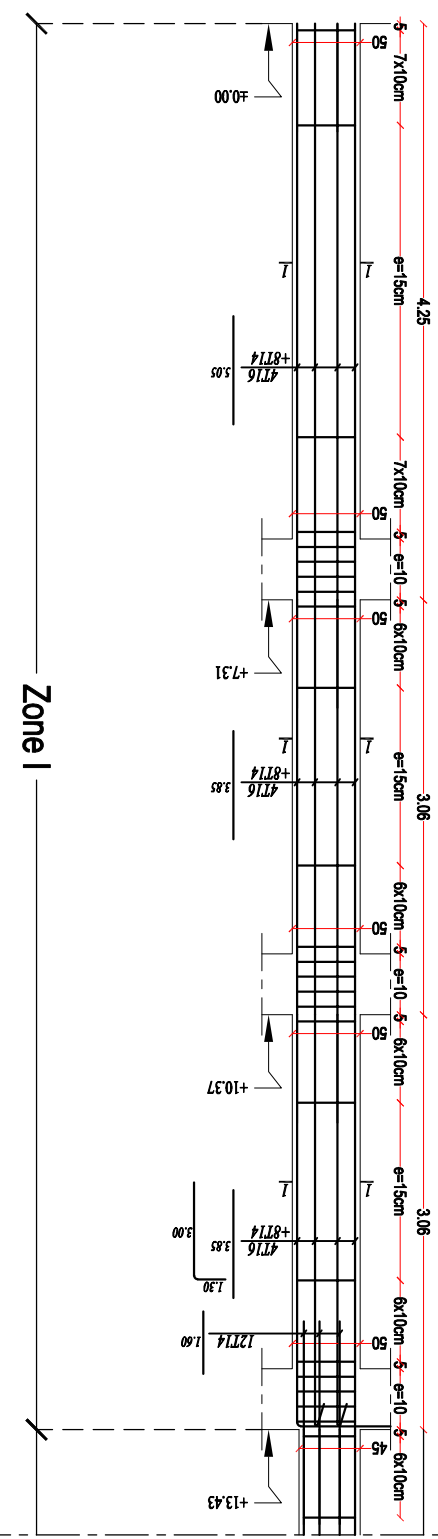
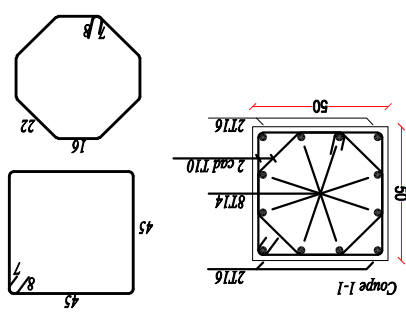


Coupe 4-4



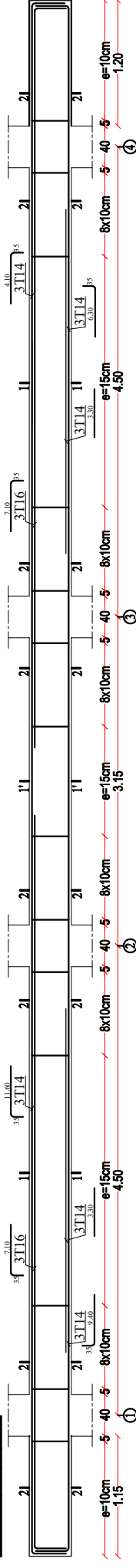
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADDIER :



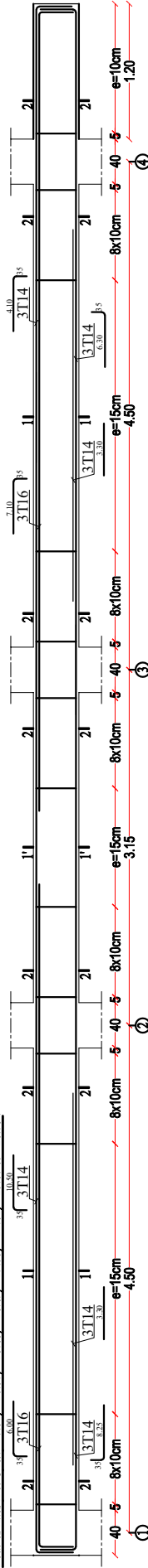


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	ETUDIE PAR : ASMA YASMINA, BELHIRET YASMINA, TAGUEMOUT AHCENE.	
	promotion 2019/2020	
	ECH. 1/50	
Coffrage et Ferrailage des Poteaux	DIRIGE PAR : Mr. BENYAH KARRIM.	

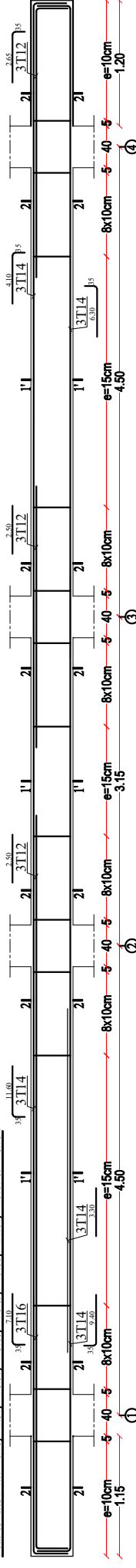
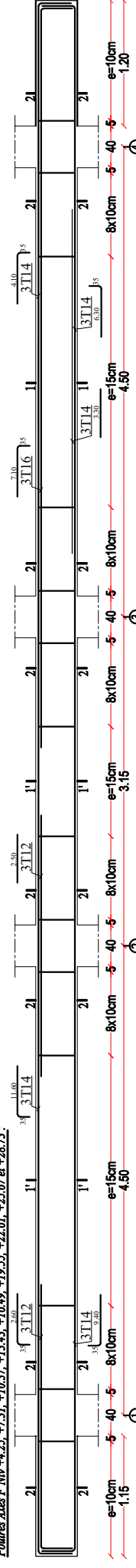
Poutres Axes A et G Niv +4.25 :



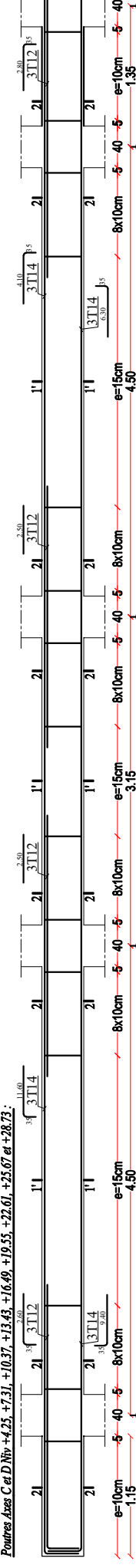
Poutres Axes A et G Niv +7.31, +10.37, +13.43, +16.49, +19.55, +22.61, +25.67 et +28.73 :



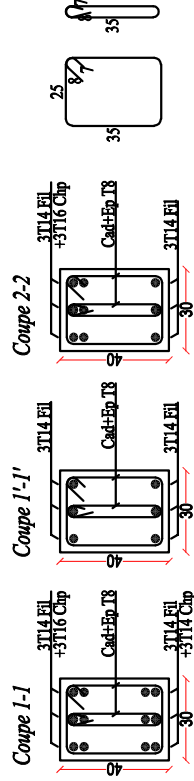
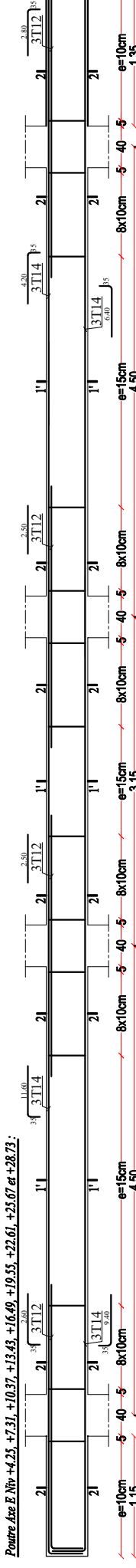
Poutres Axes B Niv +4.25, +7.31, +10.37, +13.43, +16.49, +19.55, +22.61, +25.67 et +28.73 :


$$P_{\text{out}} = A_{\text{ves}} E_{\text{Nir}} + 4.25 + 7.31 + 10.37 + 13.43 + 16.40 + 10.55 + 22.61 + 25.67 \text{ or } + 28.73 \text{ .}$$


②



①



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZ OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
ASMA YASMINA,
BELHIRET YASMINA,
TAGUEMOUT AHCENE.

promotion 2019/2020

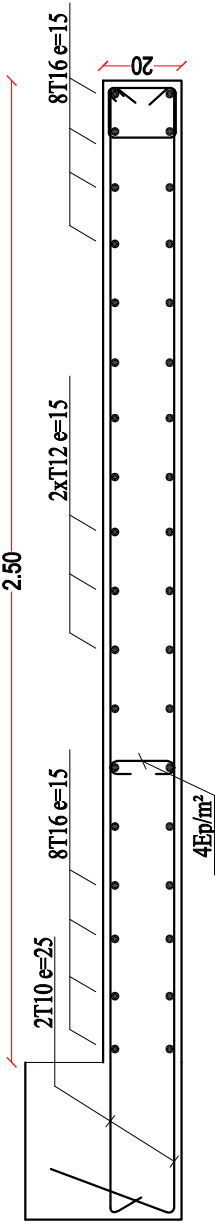
ECH. 1/50

DIRIGE PAR : M. BENYAHJ KARIM :

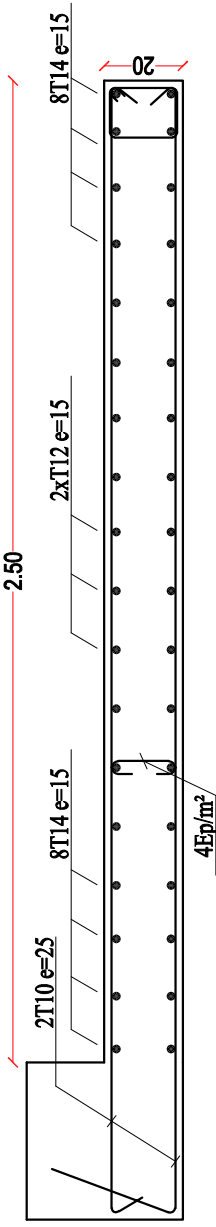
Coffrage et Ferrailage des Poutres Principales

Coffrage et Ferrailage des Voiles V1, V2, V3 et V4: (L=2.50m)

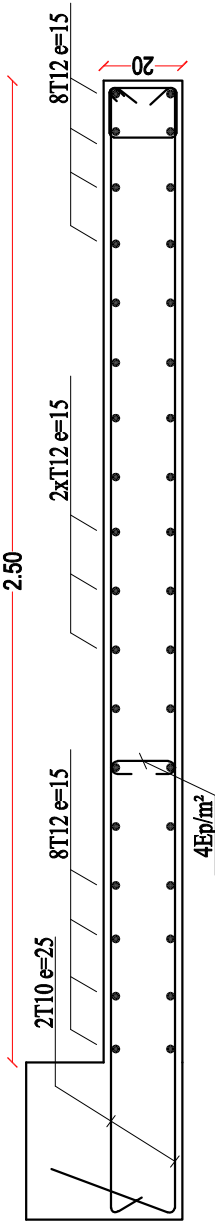
Zone I



Zone II

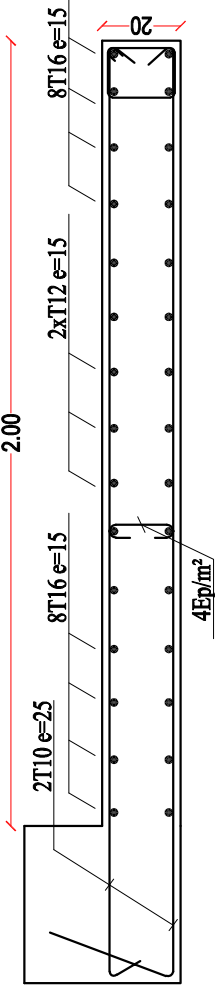


Zone III

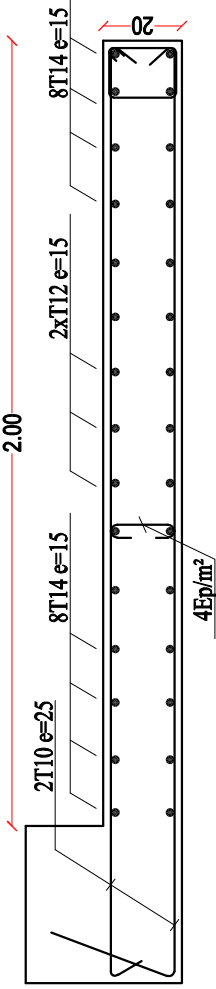


Coffrage et Ferrailage des Voiles V5, V6, V7 et V8: (L=2.00m)

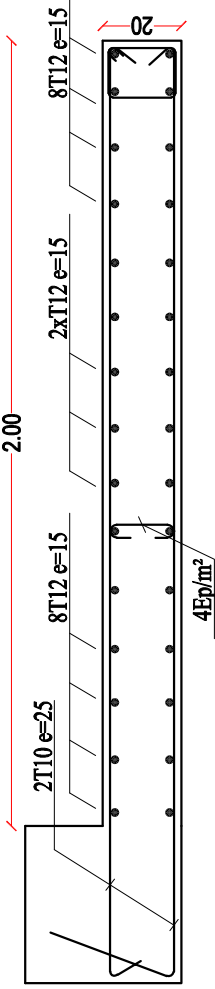
Zone I



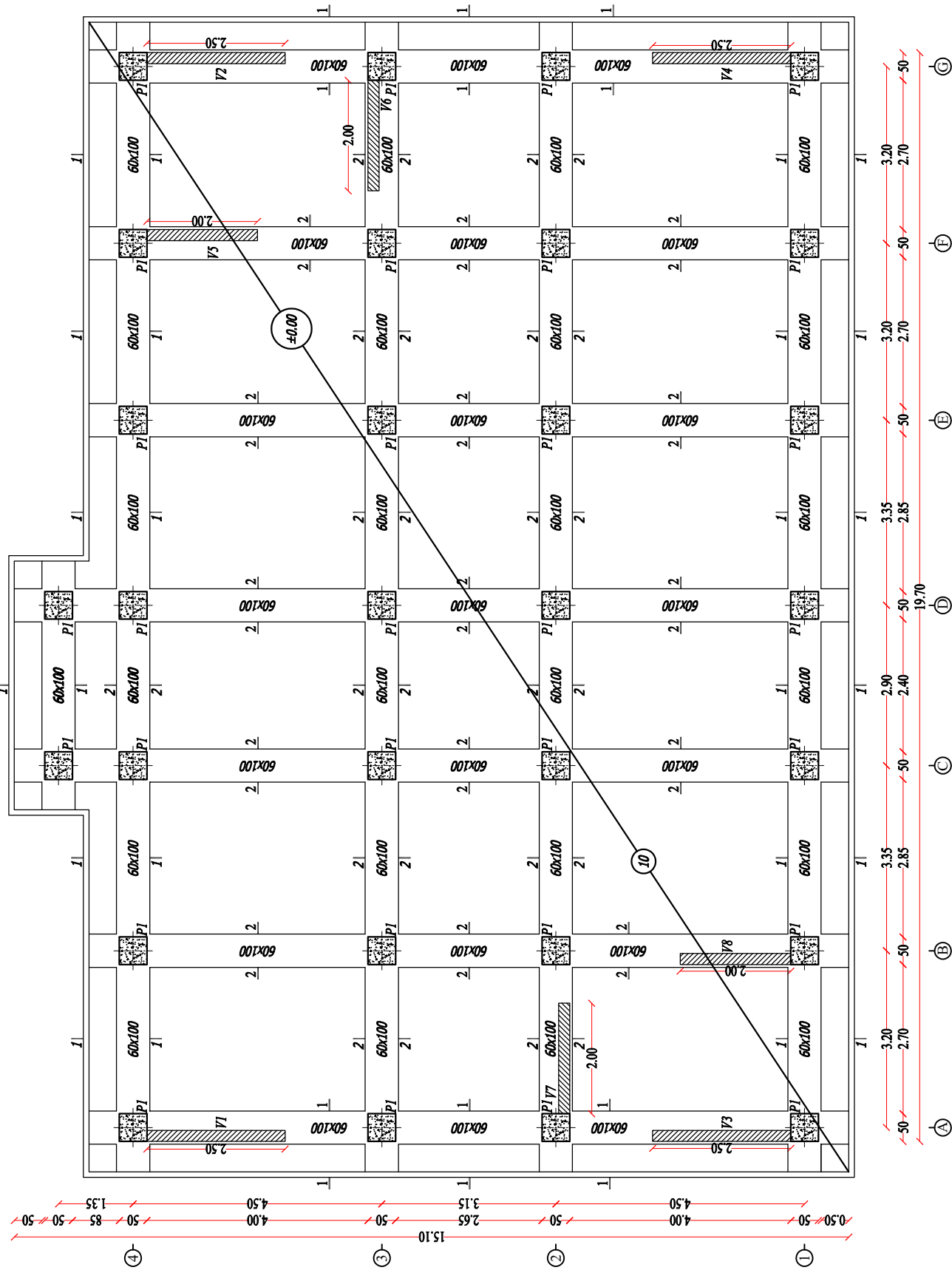
Zone II

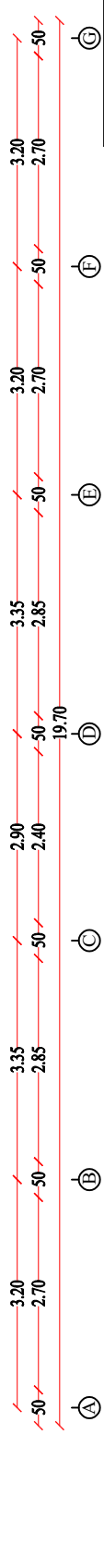
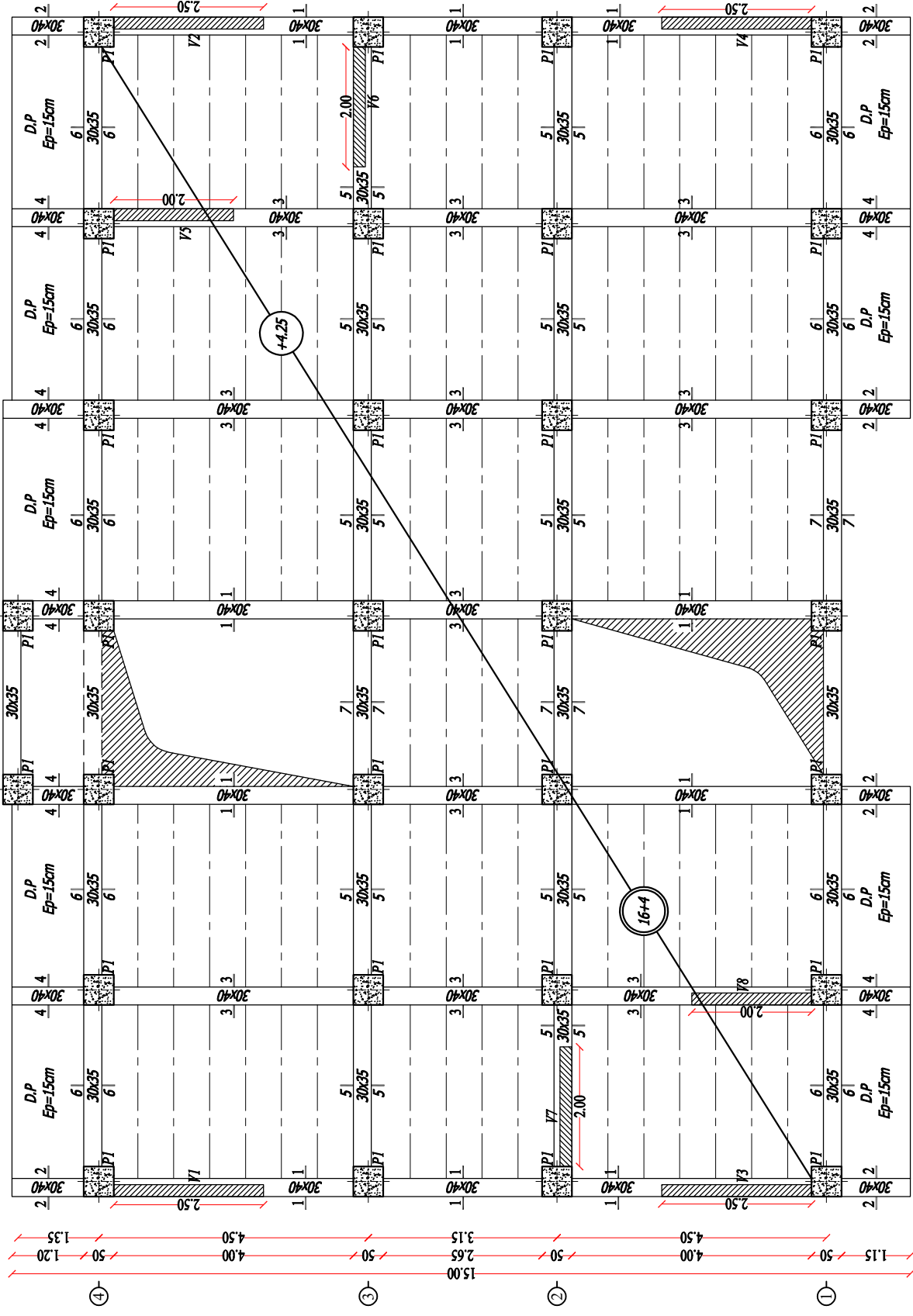


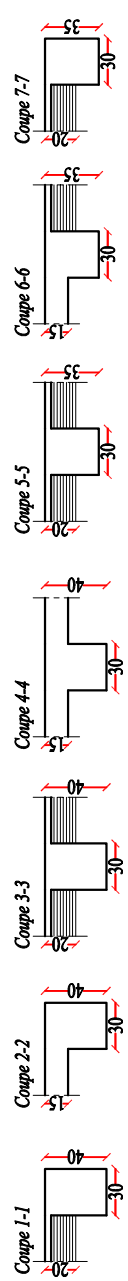
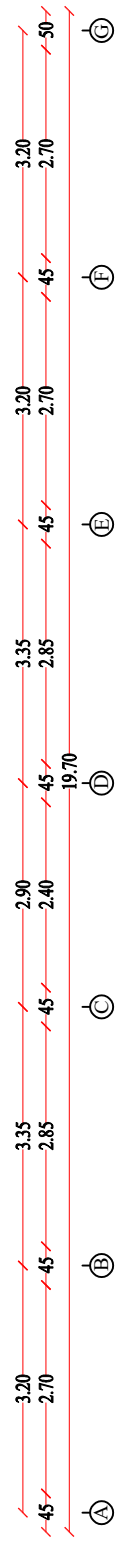
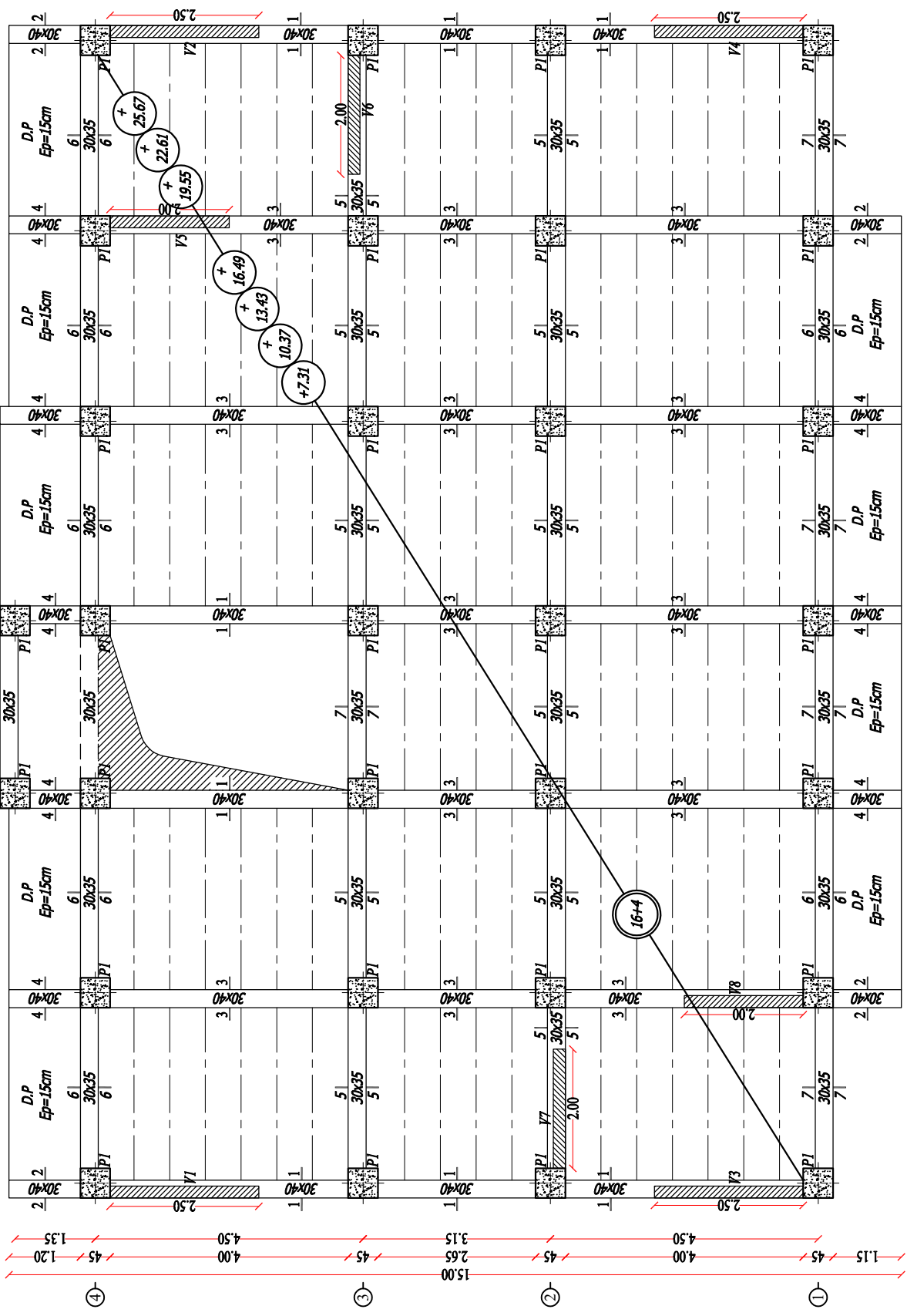
Zone III

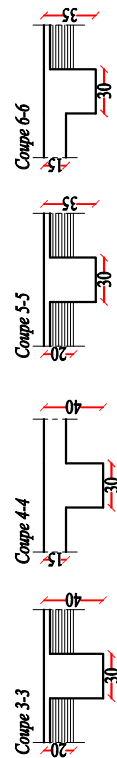
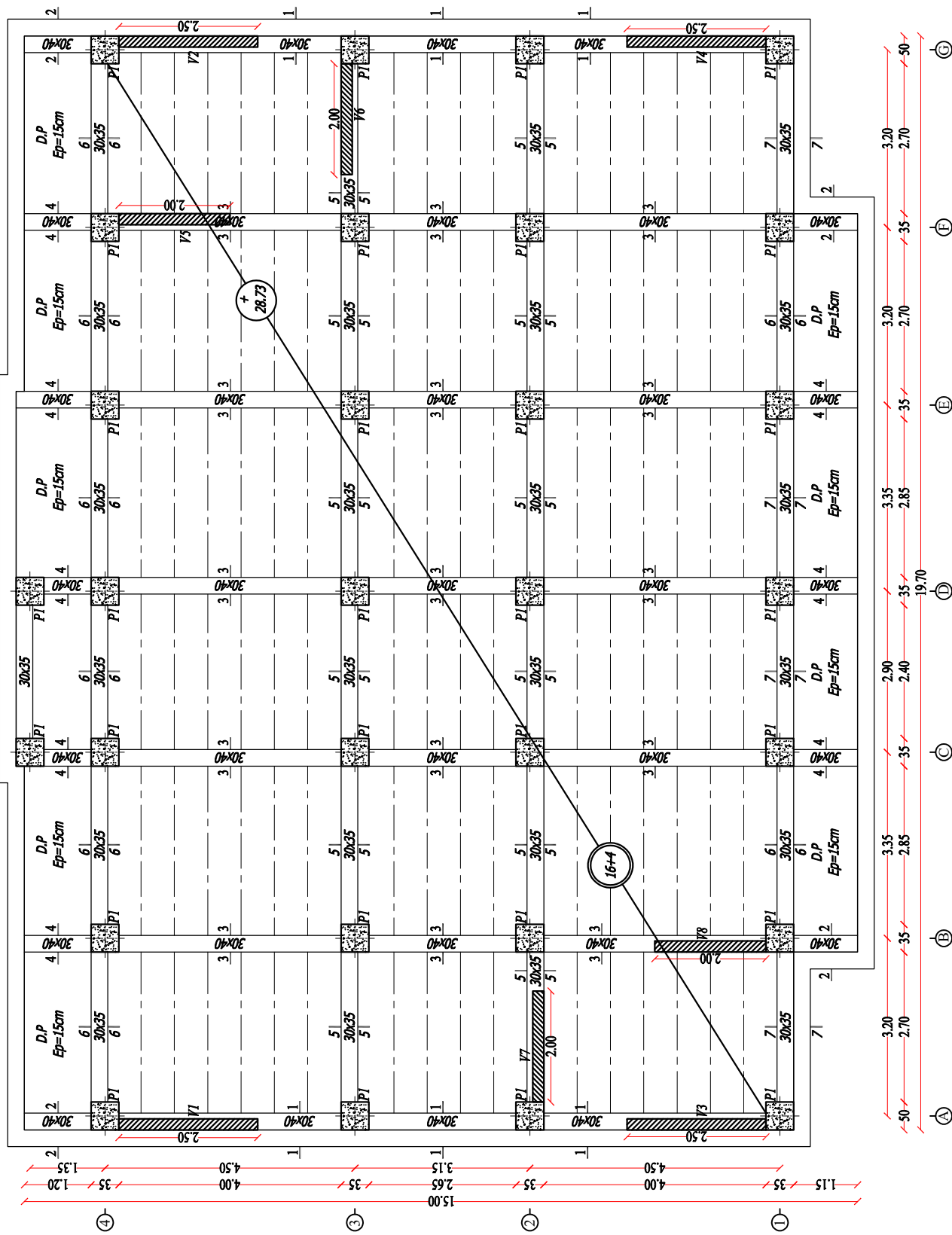


ETUDIE PAR : ASMA YASMINA. BELHRET YASMINA. TAGUEMOUT AHCENE.	Coffrage et Ferrailage des Voilles	
	DIRIGE PAR :Mr. BENYAHY KARIM .	
	promotion 2019/2020	
ECH. 1/50		



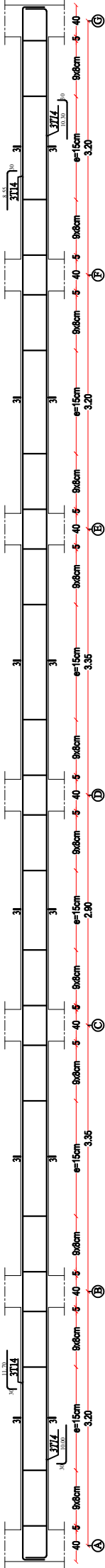




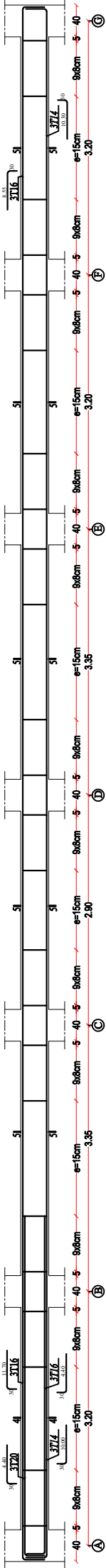


Poutres Secondaires:

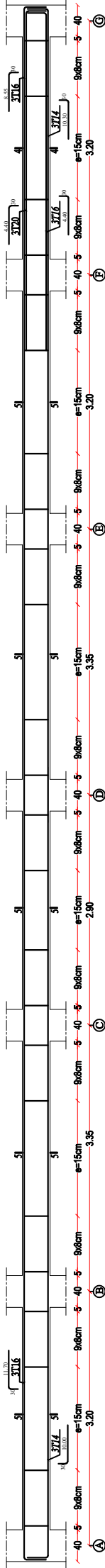
Poutres Axes 1 et 4 Niv +4.25, +7.31, +10.37, +13.43, +16.49, +19.55, +22.61, +25.67 et +28.73 :



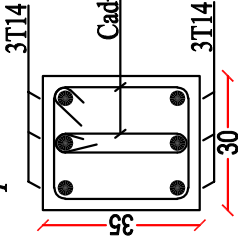
Poutre Axe 2 Niv +4.25, +7.31, +10.37, +13.43, +16.49, +19.55, +22.61, +25.67 et +28.73 :



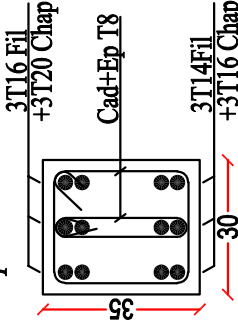
Poutre Axe 3 Niv +4.25, +7.31, +10.37, +13.43, +16.49, +19.55, +22.61, +25.67 et +28.73 :



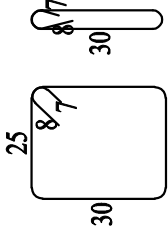
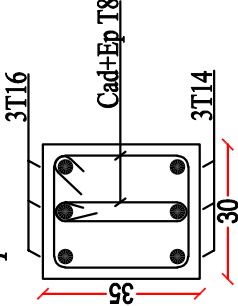
Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : ASMA YASMINA. BELHRET YASMINA. TAGUEMOUT AHICENE.	Coffrage et Ferrillage des Poutres Secondaires
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGE PAR :Mr. BENYAHY KARIM .