



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche
Scientifique

Université Abderrahmane MIRA-BEJAIA

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+7+Entresol) en béton armé
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Présenté par :

MERABTI SAMIR

AYACHI ABEDLHAK

Dirigé par :

Mr BOUZIANE.A

Promotion 2022/2023

Remerciements

Nos vifs remerciements seront adressés à :

Mr BOUZIANE ABDERREZAK, notre promoteur, pour sa disponibilité et son soutien actif, pour l'attention qu'il nous a accordé et pour nous avoir orientés dans le bon sens quant à l'élaboration de ce mémoire.

Aux membres de jury qui ont accepté de juger notre travail. Tous les enseignants du département de génie civil pour leur contribution en termes de transmission du savoir

Tous ceux qui, nous à aider d'une manière ou d'autre, et qui ont participé à notre formation et à la réalisation de ce travail.

Nos familles respectives qui nous ont toujours encouragé et soutenu tout au long de nos études.

Table des matières

Chapitre I. Généralités	14
I.1 Introduction	14
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	14
I.3 Caractéristiques géométriques	14
I.4 Caractéristiques géotechniques du site.....	14
I.5 Caractéristiques structurales	14
I.6 Les règlements et normes utilisés.....	15
I.7 Etats limites.....	15
I.7.1. Etat limite ultime ELU	15
I.7.2. Etat limite de service ELS.....	15
I.8 Actions et sollicitations.....	15
I.8.1. Les actions	15
I.8.2. Les sollicitations.....	16
I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux	16
I.9.1. Le béton	16
I.9.2. Les aciers	18
I.10 Conclusion.....	19
Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.....	21
II.1 Introduction	21
II.2 Les Planchers.....	21
II.2.1. Planchers à corps creux.....	21
II.2.2. Les dalles pleines	23
II.3 Pré dimensionnement des poutres :	24
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	25
II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :.....	25
II.6 Pré dimensionnement des poteaux.....	26
II.7 Pré dimensionnement des escaliers.....	26
II.8 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :.....	29
Descente de charge :.....	32
II.9 Les vérifications nécessaires	35
II.9.1. Vérification du poteau :	35
II.9.2. Vérification de la stabilité de forme	35
II.10 Conclusion :	37
Chapitre III. Calcul des éléments secondaire.....	39

III.1	Introduction	39
III.2	Calcul des planchers	39
III.2.1.	Plancher à corps creux	39
III.2.2.	Calcul des poutrelles.....	39
III.2.3.	Plancher à dalle pleine.....	52
III.3	Calcul des escaliers :	56
III.4	Poutre palière :.....	58
III.5	Etude de l'acrotère	61
Chapitre IV.	Etude Sismique	67
IV.1	Introduction :	67
	Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :.....	67
IV.2	Choix de la méthode de calcul :	69
IV.3	Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis	70
IV.4	Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.RPA99/2003)	71
IV.5	Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale	73
IV.6	Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure).....	74
IV.7	Vérification de l'effort normal réduit	76
IV.8	Justification de la sécurité de l'ouvrage.....	77
IV.9	Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	78
IV.10	Conclusion :	80
Chapitre V.	Etude Des Eléments Structuraux	81
V.1	Introduction	81
V.2	Étude des poutres	81
V.2.1.	Introduction.....	81
V.2.2.	Recommandations du RPA99v2003.....	81
V.2.3.	Calcul du ferrailage :	82
V.2.4.	Vérification des armatures selon le RPA 99 : (7.5.2.1).....	83
V.2.5.	Vérification à l'ELU :	83
V.2.6.	Vérification à L'ELS.....	84
V.2.7.	Etat de déformation.....	84
V.2.8.	Schéma de ferrailage.....	84
V.3	Étude des poteaux.....	85
V.3.1.	Recommandations du RPA99/v2003	85
V.3.2.	Les sollicitations maximales	87
V.3.3.	Calcul du ferrailage	87

V.3.4.	Vérification nécessaire.....	89
V.3.5.	Calcul des poteaux associés aux voiles	90
V.3.6.	Vérification des zones nodales	90
V.3.7.	Les schémas de ferrailage.....	93
V.4	Étude des voiles.....	94
V.4.1.	Introduction.....	94
V.4.2.	Recommandations du RPA99	94
V.4.3.	Calcul des voiles par la méthode des contraintes	95
V.4.4.	Calcul de ferrailage	96
V.4.5.	Schémas de ferrailage.....	98
Chapitre VI. Etude Des Fondations.....		118
VI.1	Introduction	118
VI.2	Choix du type des fondations.....	118
VI.3	Calcul de la surface des fondations	118
VI.4	Vérification de la semelle filante.....	119
VI.5	Vérification à faire	119
VI.6	Le ferrailage :.....	120
VI.7	Étude des poutres de rigidité.....	121
VI.7.1.	Définition.....	121
VI.7.2.	Dimensionnement	121
VI.7.3.	Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :.....	121
VI.7.4.	Calcul des sollicitations des poutres de rigidité.....	121
VI.7.5.	Calcul de ferrailage de la poutre rigidité	122
VI.7.6.	Vérification des contraintes	123
VI.7.7.	Schéma de ferrailage.....	124
VI.8	Étude de la longrine.....	124
VI.8.1.	Pré dimensionnements des longrines.....	124
VI.8.2.	Vérification	124
VI.8.3.	Ferrailage.....	124
VI.8.4.	Schéma de ferrailage.....	125
VI.9	Étude de mur de soutènement	125
VI.9.1.	Introduction.....	125
VI.9.2.	Dimensionnement de mur :	125
VI.9.3.	Vérification à faire	126
VI.9.4.	Ferrailage du rideau :	127

VI.9.5. Schéma de ferrailage.....	128
-----------------------------------	-----

Liste des figures

Figure 1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton. (référence :GOOGLE https://bit.ly/48kxIYg)	17
Figure2 :Diagramme de déformation du béton. (référence :GOOGLE https://bit.ly/48kxIYg)	18
Figure 3 : Diagramme de contrainte de déformation de l'acier. (référence :GOOGLE https://bit.ly/48kxIYg)	19
Figure 4 : Plancher à corps creux.....	21
Figure 5 : Dispositions des poutrelles	22
Figure 6 : Coupe transversale d'une poutrelle	23
Figure 10 : Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 travées	40
Figure 11 : Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées	40
Figure 12 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	41
Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.	41
Figure 14 : Schéma statique de la poutrelle.....	42
Figure 15 : Schéma de ferrailage de la dalle DP3.....	56
Figure 16 : Schéma statique de la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} volée du RDC.....	56
Figure 17 : Ferrailage de la 1 ^{ère} et 2 ^{ème} volée de l'escalier du RDC.....	58
Figure 23 : Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure	71
Figure 24 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003	73
Figure 25 : schéma de ferrailage (Poutre secondaire – Poutre principale – Ferrailage en bateau)	85
Figure 26 : Schéma représentatif de la zone nodale.....	86
Figure 27 : schéma de ferrailage de voile Vx1	98
Figure 28 : la fille 4	119

Figure 29 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU	121
Figure 30 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU.	122
Figure 31 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELS.....	122
Figure 32 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELS	122
Figure 33 : Schéma de ferrailage de la semelle SFE.....	124
Figure 34 : schéma de ferrailage de la longrine	125
Figure 36 : schéma de ferrailage de mur	128

Liste des tableaux

Tableau 1 : Prédimensionnement de dalles pleines.....	24
Tableau 2 : Evaluation des charges sur le plancher à corps creux.	30
Tableau 3 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible	30
Tableau 4 : Evaluation des charges sur les murs extérieurs.	30
Tableau 5 : Evaluation des charges sur les dalles pleines étages courants.....	31
Tableau 6 : Evaluation des charges sur les balcons.	31
Tableau 8 : Evaluation des charges sur la volée	32
Tableau 9 : Résultats de la descente de charge du poteau D-4.....	34
Tableau 10 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	35
Tableau 11 : Vérification des poteaux au flambement.....	36
Tableau 12 : Les différents types de poutrelles.....	41
Tableau 13 : Les charges reventes sur les poutrelles.....	42
Tableau 14 : Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du RDC.	49
Tableau 15 : Sollicitations maximales dans les types de poutrelles des étages courantes	49
Tableau 16 : Sollicitations maximales dans les types de poutrelles de la tracassee inaccessible	50
Tableau 17 : Le ferrailage des autres types de poutrelles.....	50
Tableau 18 : Vérifications de la flèche pour RDC.....	50

Tableau 19 : Vérifications de la flèche pour les étages courants	51
Tableau 20 : Vérifications de la flèche pour la terrasse inaccessible	51
Tableau 21 : Schéma de ferrailage des poutrelles	51
Tableau 23 : Vérification des contraintes	55
Tableau 24 : ferrailage des autres panneaux de dalle	55
Tableau 25 : Ferrailage à L'ELU.	57
Tableau 26 : Les résultats de calculs des contraintes	57
Tableau 27 : Différentes combinaisons à utiliser	62
Tableau 28 : Le calcul des autres cas	63
Tableau 29 : Valeurs de T1 et T2.....	67
Tableau 30: Détermination de facteur de qualité Q	71
Tableau 31 : Détermination du "x (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)	72
Tableau 32 : Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer	73
Tableau 33 : Effort tranchant à la base	75
Tableau 34 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.	76
Tableau 35 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.	76
Tableau 36 : Vérification de l'effort normal réduit	77
Tableau 37 : Vérification de déplacement inter-étages sens X-X.....	78
Tableau 38 : Vérification de déplacement inter-étages sens Y-Y	78
Tableau 39 : Vérification de l'effet P- Δ	79
Tableau 40 : Caractéristiques géométriques et structurelles de la structure	80
Tableau 41 : Sollicitations des poutres non associées aux voiles.	82
Tableau 42 : Sollicitations des poutres associées aux voiles.	82
Tableau 43 : Ferrailage des Poutres non associées aux voiles.....	82
Tableau 44 : Ferrailage des Poutres associées aux voiles.	82
Tableau 45 : Contrainte tangentielle maximale	83
Tableau 46 : Vérification de l'état limite de compression.....	84

Tableau 47 : Etat limite de déformation	84
Tableau 48 : Sollicitations maximales dans les poteaux non associés aux voiles	87
Tableau 49 : Le ferrailage longitudinal des différents niveaux	88
Tableau 50 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	88
Tableau 51 : Calcul des armatures transversales.....	89
Tableau 52 : Vérification des poteaux au flambement.	89
Tableau 53 : Vérification des contraintes à l'ELS.	90
Tableau 54 : Sollicitations des poteaux associés aux voiles.	90
Tableau 55 : Les moments résistants dans les poteaux	91
Tableau 56 : Les moments résistants dans les poutres	91
Tableau 57 : Vérification de la zone nodale	92
Tableau 58 : Les schémas de ferrailage dans les différents poteaux.....	93
Tableau 59: Sollicitations maximales.....	96
Tableau 60 : Ferrailage des voiles à tous les niveaux	97
Tableau 61 : La somme des efforts normaux à l'ELS dans les différents types de portique..	119
Tableau 62 : Vérification de semelle SFE à l'ELS.	123
Tableau 63 : Calcul de A à l'ELS.	123

Symboles Et Notations

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimées.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a: Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀ : Épaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** : Résistance calculé à 28 jours.

h₀ : Épaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_f: Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Élancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente

Introduction

Le génie civil, ensemble de disciplines alliant plusieurs techniques, a pour missions fondamentales la conception et la réalisation des ouvrages, ainsi que l'assurance de la sécurité des personnes, objectif ultime de l'ingénieur en génie civil. Pour cela, toute étude de projet dans la structure en béton armé doit garantir stabilité et résistance.

À travers notre formation pédagogique, nous avons pu acquérir un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui nous permettent de construire des structures solides tout en limitant l'impact des séismes et en prenant en compte la nature du sol. Pour cela, il nous a fallu nous référer à divers règlements, tels que les DTR, RPA99/2003 et CBA, qui détaillent les différentes modalités de construction.

Afin de mettre en application nos connaissances, il nous a été proposé de réaliser l'étude d'un bâtiment en R+7 à usage d'habitation en béton armé.

Notre projet est situé dans la wilaya de Béjaïa, au lieu-dit MERDJ EL AOUSSE, VILLAGE ABOUDAOU, commune de TALA HAMZA.

Notre travail est divisé en six chapitres, commençant par une introduction et se concluant par une conclusion générale.

Chapitre I

Chapitre I. Généralités

I.1 Introduction

L'étude d'une structure nécessite une bonne description géométrique et des connaissances préalables des caractéristiques géotechniques du sol d'implantation. À cela s'ajoute la bonne connaissance et la maîtrise des matériaux de construction disponibles afin d'exploiter leurs caractéristiques jusqu'aux états limites. Nous présenterons dans ce chapitre l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, les différentes hypothèses de calcul, ainsi que les différents règlements utilisés.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est une promotion immobilière en R+7 au lieu-dit « MERDJ EL AOUSSE VILLAGE ABOUDAOU » commune de TALA HAMZA, wilaya de BEJAIA qui est classé en zone IIa qui est une zone de moyenne sismicité selon le RPA99/version2003.

I.3 Caractéristiques géométriques

- **Caractéristiques architecturales**

Entresol à usage parking

RDC à usage commercial et habitation

Le reste des étages à usage habitation

- **Dimension en élévation**

Hauteur totale du bâtiment : 29.1m

Hauteur d'entresol : 2.89m

Hauteur du RDC : 3.4m

Hauteur de l'étage courant : 2.89m

- **Dimension en plan**

Longueur totale du bâtiment : 20.85m

Largeur totale du bâtiment : 17.6m

I.4 Caractéristiques géotechniques du site

On constate d'après les résultats de l'étude géotechnique (rapport de sol) que la contrainte admissible du sol appliquée dans le calcul pour le bâtiment est de 1,5 bars a un ancrage de 4m de profondeur, caractéristiques correspondant à un site (S4).

I.5 Caractéristiques structurales

Contreventement : La structure de notre projet est constituée d'une ossature en béton armé selon le RPA99/version2003, tout ouvrage situé à Bejaia (IIa) et dépassant une hauteur de 14m le système doit contenir des voiles de contreventement pour reprendre les forces verticales. Donc le système proposé est un contreventement mixte (portique/voiles avec justification de l'interaction), le choix du nombre, dimensions et emplacement des voiles sera étudié ultérieurement.

Planchers : Les planchers utilisés sont des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine en béton armé.

Escaliers : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comprend plusieurs cages d'escaliers qui seront coulés sur place.

Terrasse : Notre projet comporte un seul type de terrasses, terrasses inaccessibles.

La maçonnerie : La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

Murs extérieurs : à doubles parois séparées par une l'âme d'air d'épaisseur 5cm.

Murs intérieurs : une cloison simple de 10cm d'épaisseur.

Revêtement : Le revêtement du bâtiment est composé de :

Carrelage pour les planchers et les escaliers

Céramique pour la salle d'eau et la cuisine

Enduit en plâtre pour les murs intérieurs

Mortier de ciment pour les façades

L'infrastructure : L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements différentiels.

I.6 Les règlements et normes utilisés

RPA99/version2003 (règlements parasismiques algériens)

BAEL 91/99 – CBA93 (code du béton armé)

DTR B.C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations)

DTR B.C.3.3.1 (règle de calcul des fondations superficielles)

I.7 Etats limites

L'état limite est l'état où toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance. Il existe deux états limites : ELU et ELS.

I.7.1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

I.7.2. Etat limite de service ELS

C'est l'état que doit satisfaire l'ouvrage, afin qu'il soit à usage normal et sa durabilité soit assurée, son dépassement conduit à : l'ouverture des fissures et déformation des éléments.

I.8 Actions et sollicitations

I.8.1. Les actions

Les actions sont les forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

Les actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

Le poids propre de la structure.

Le poids des poussées des terres et des liquides.

Le poids des revêtements et des cloisons.

Les actions variables (Q) : Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps on distingue :

Les charges d'exploitations.

Les charges climatiques (vent et neige).

Les effets thermiques.

Les actions accidentelles (FA) : Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, tel que : séisme, chocs.

I.8.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée. Pour déterminer les sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

Situation durable : $1.35G + 1.5Q$; $G + Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$; $0.8G \pm E$

I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.9.1. Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, eau, sable, granulats et d'adjuvants. Son poids volumique est de 2300 à 2500 Kg/m³, pour le béton armé on prend :

$$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3.$$

Résistance caractéristique

A la compression

La résistance à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées 16×32cm².

Pour $j < 28$ jours, on a :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.95j} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Pour } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

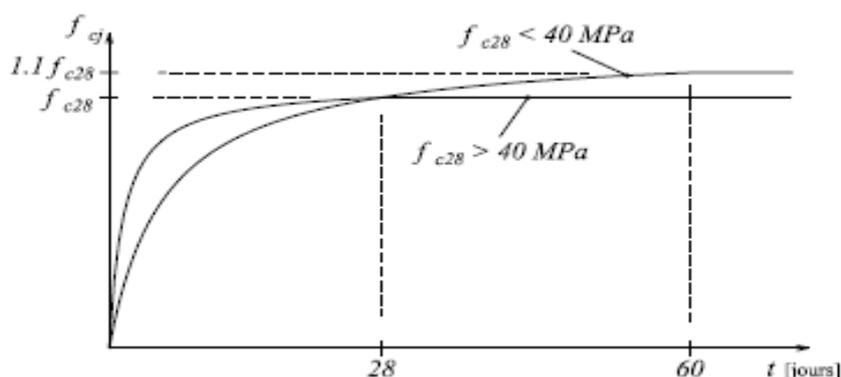


Figure 1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton. (référence :GOOGLE <https://bit.ly/48kxIYg>)

On prend $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$

A la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Pour $j=28$ jours on a : $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ mpa}$

Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformations :

Le module de déformation longitudinale instantané E_{ij}

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ mpa}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

Le module de déformation longitudinale différé E_{vj}

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation différé du béton est égal à :

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{ou } E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ mpa} \quad E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale noté, d'après

Le BAEL91 (Art A.2.1.3) il sera pris égal à : $\nu = \begin{cases} 0 \text{ en ELU} \\ 0.2 \text{ en ELS} \end{cases}$

Diagramme déformation-contrainte du béton

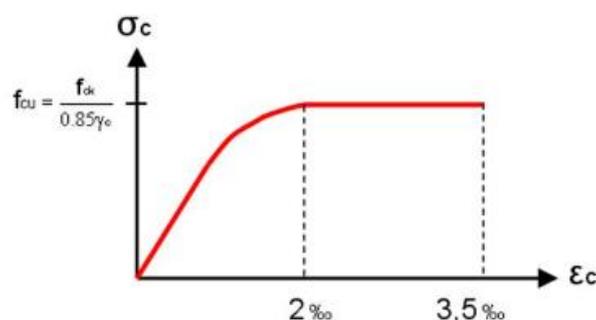


Figure2 :Diagramme de déformation du béton.
(référence :GOOGLE <https://bit.ly/48kxIYg>)

Contraintes limite de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3.4). [3]}$$

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

f_{bu} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression de béton à « j » jours

ε_c : Déformation du béton en compression

γ_b : 1.5 situation courante

γ_b : 1.15 situation accidentelle

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Pour une durée d'application} > 24h \\ 0.9 & \text{Pour } 1 \text{ heure} \leq \text{durée} \leq 24h \\ 0.85 & \text{Pour une durée d'application} < 1 \end{cases}$$

La contrainte de compression à l'ELS :

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{CBA 93 (Article A.4.5.2). [2]}$$

Contrainte ultime de cisaillement (du béton) :

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a : [3]

$$\tau_{adm} = \min\left(0.20\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa Fissuration Peu Nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 1.17 \text{ Mpa Fissuration Préjudiciable.}$$

I.9.2. Les aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion

Les contraintes limites

Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

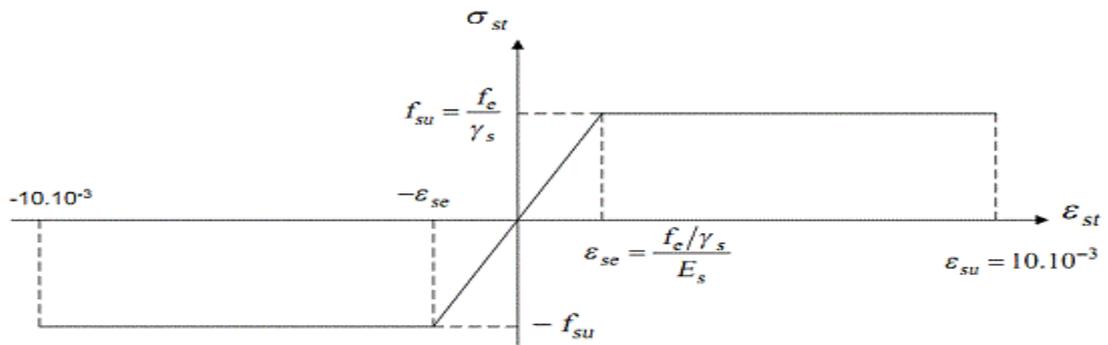


Figure 3 : Diagramme de contrainte de déformation de l'acier.
(référence :GOOGLE <https://bit.ly/48kxIYg>)

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

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec } E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.10 Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données dans le tableau suivant

Béton	Acier
✓ $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$	✓ $f_e 400 \text{ et } f_e 500$
✓ $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$	✓ $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$
✓ $\gamma_b = 25 \text{ Mpa}$	✓ $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$ "situation durable"
✓ $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$	✓ $\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$ "situation accidentelle"
✓ $E_{ij} = 23456.59 \text{ Mpa}$	✓ $\sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$
✓ $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$	"fissuration préjudiciable"

✓ $f_{bu}^{courante} = 14.2 \text{ Mpa}$ ✓ $f_{bu}^{accidentelle} = 18.84 \text{ Mpa}$	✓ $\sigma_{st} = 164.79 \text{ Mpa}$ "fissuration très préjudiciable"
---	--

Chapitre II

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. Cette étape représente le point de départ et la base de justification de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91/99, CBA 93, RPA 99 version 2003 et le DTR.

II.2 Les Planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le (CBA93 ART : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées

h_t : Hauteur total du plancher.

$$h_t \geq \frac{380-30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 15.55 \text{ cm}$$

on prend soit $h_t = 20 \text{ cm}$

Pour notre projet en adopte pour : Hauteur de dalle de compression $H_{dc} = 4 \text{ cm}$

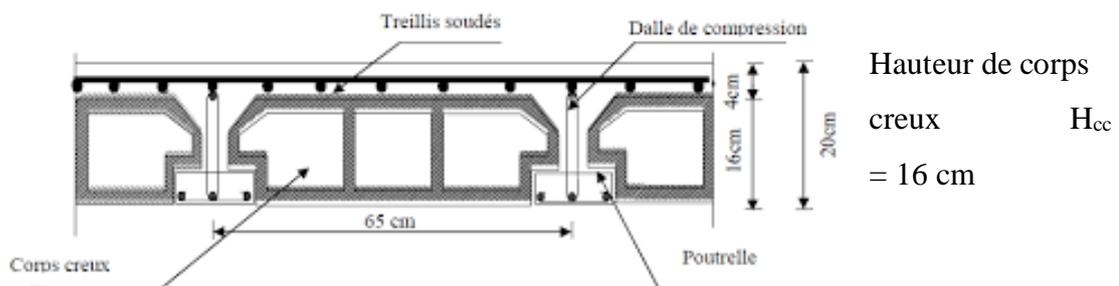


Figure 4 : Plancher à corps creux

Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les

charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ❖ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée. (pour minimiser la flèche)
- ❖ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Pour la structure à étudier, on a décidé de disposer les poutrelles selon le critère de la continuité plus que le critère de la petite portée, ce qui nous donne la disposition suivante :

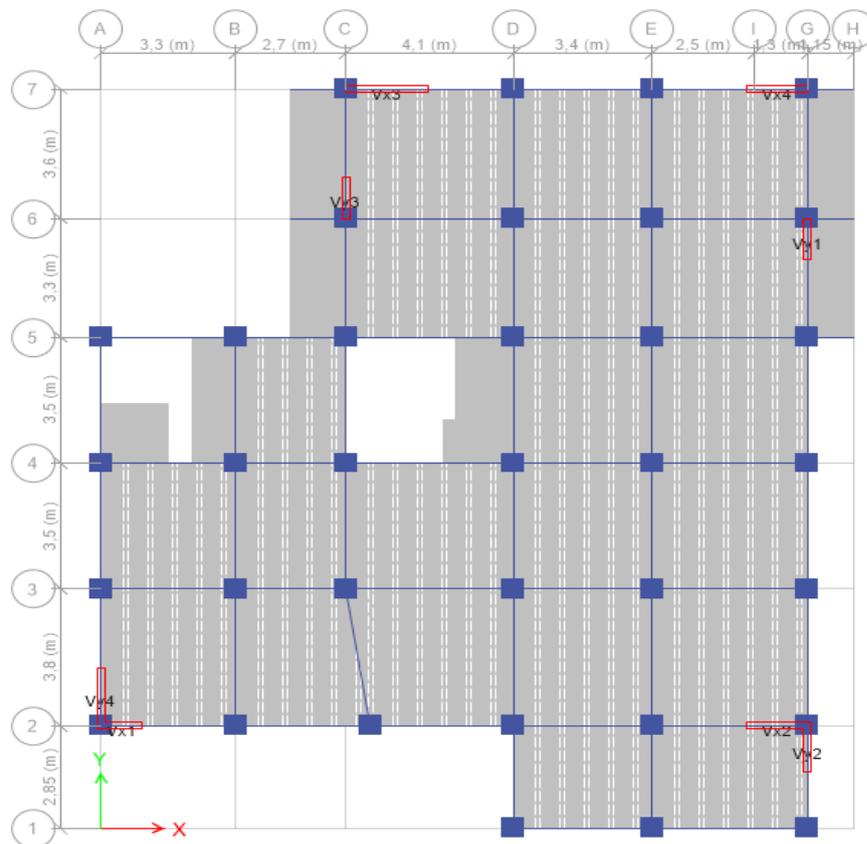


Figure 5 : Dispositions des poutrelles

b : Largeur de la table de compression.

h : Épaisseur du plancher = 16+4cm

L_x : Distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$b_0 = (8 \text{ à } 10) \rightarrow$ forfaitairement on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (L_x / 2 ; L_y / 10)$ CBA 93 (art A 4.1.3)

$L_x = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$, Distance entre deux nervures successives .

$L_y = 285 - 30 = 255 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (25, 25,5) \Rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm}$

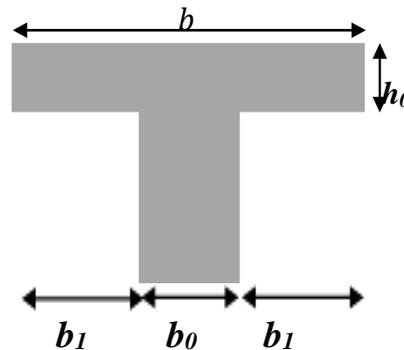


Figure 6 : Coupe transversale d'une poutrelle

II.2.2. Les dalles pleines

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants d'après le (CBA93) :

❖ Résistance au feu :

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

$e \geq 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

Avec : $e =$ épaisseur de la dalle

❖ Résistance à la flexion :

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$: $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$ avec $\rho = Lx / Ly$

Lx : est la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

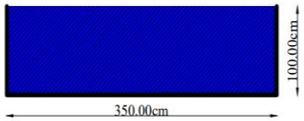
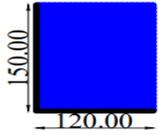
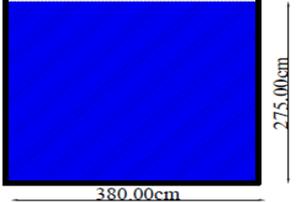
➤ Critère de résistance :

$e \geq \frac{Lx}{20}$ pour les dalles sur un seul (1) ou deux (2) appuis

$\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$ pour les dalles sur quatre (4) appuis avec $\rho < 0,4$

$\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$ pour les dalles sur trois (3) ou quatre (4) appuis avec $\rho > 0,4$

Tableau 1 : Prédimensionnement de dalles pleines

Type	schémas	Etage	Lx (cm)	Ly (cm)	$\rho(Lx / Ly)$	e(cm)
1 appuis DP1		5,4,3,2,1	100	350	0.28	$e \geq 5$
2 appuis DP2		7,6,5,4,3, 2,1	120	150	0.8	$e \geq 7.5$
3 appuis DP3		6	275	380	0.82	$6.45 < e < 7.25$

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu $\Rightarrow e=15\text{cm}$

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

❖ **Les poutres principales :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

BAEL 91 /99

$$L_{max} = 410 - 30 \Rightarrow L_{max} = 380\text{cm}$$

$$25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{cases}$$

(RPA99version2003Art .7.5.1)

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

❖ **Les poutres secondaires :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 380 - 30 \Rightarrow L_{max} = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérier} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérier} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérier} \end{cases}$$

(RPA99version2003Art .7.5.1)

On adopte pour une section carrée (b × h) = (30×30) cm²

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$L_{\min} \geq 4 \times e$$

he : c'est la hauteur libre d'étage

L min : longueur de voile

e : épaisseur de voile

❖ **Pour entre sol :**

$$h_e = 2.89 - 0.35 = 2.54 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{254}{20} = 12.7\text{cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

❖ **Pour RDC :**

$$h_e = 3.4 - 0.35 = 3.05\text{m}$$

$$e \geq \frac{305}{20} = 15.25 \text{ cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

❖ **Pour les autres niveaux :**

$$h_e = 2.89 - 0.35 = 2.54\text{m}$$

$$e \geq \frac{254}{20} = 12.7\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

Longueur minimal des voiles

$$L_{\min} \geq 4 \times e \Rightarrow L_{\min} = 80\text{cm}$$

II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher-terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage des matériaux pour les travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée en son poids propre ainsi qu'à une force horizontale.

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.10 + 0.07) \times 0.10 / 2$$

$$S = 0.0585\text{m}^2$$

❖ **Charge Permanente :**

Poids propre :

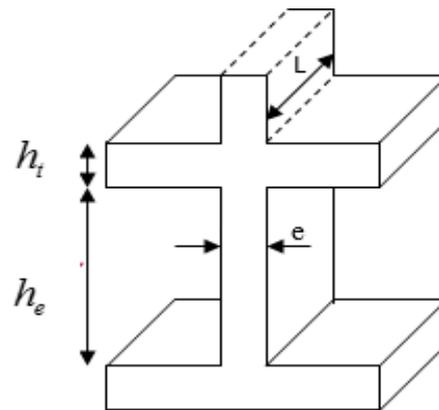


Figure 7 : coupe de voile en élévation

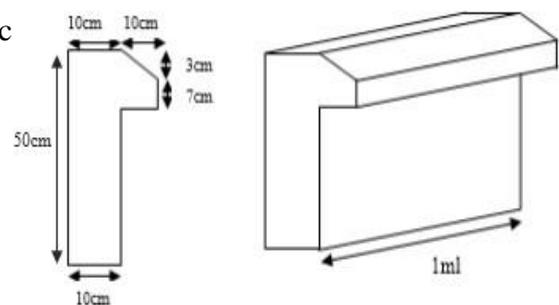


Figure 8 : Schéma de l'acrotère

$$G_1 = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G_1 = 25 \times 0.0585 \times 1 \Rightarrow G_1 = 1.46 \text{ kn / ml}$$

Enduit de ciment :

$$G_2 = \gamma_c \times e$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.40 \text{ kn / ml}$$

$$G = G_1 + G_2 \Rightarrow G = 1.86 \text{ kn / ml}$$

❖ **La Surcharge d'exploitation :** $Q=1 \text{ KN/ml}$

II.6 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires ou circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL 91 (article B.8.4.1), en appliquant les critères de résistance, le critère de stabilité de forme et en suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

D'après le RPA99/version 2003 : (zone II a)

Poteaux carrés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

On opte préalablement la section des poteaux comme suit :

$$\text{Entre sol et RDC : } (b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$1^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$3^{\text{eme}}, 4^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$5^{\text{eme}}, 6^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$$

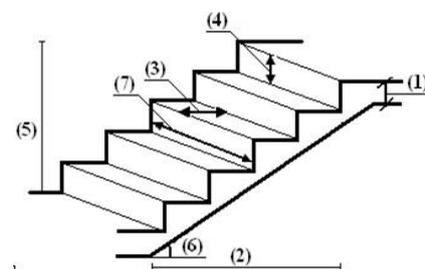
$$7^{\text{eme}} \text{ étage : } (b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

II.7 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L0 (Longueur totale d'escalier)



- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur du contre marche)
- (5) : H0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

Figure 9 : Schéma de terminologie d'escalier

Dimensionnement :

Condition d'accès d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant pratiquement :

- ❖ la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- ❖ la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule très empirique de BLONDEL qui les lie est :

$$2h+g = m \text{ avec } 59\text{cm} \leq m \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ Avec } n : \text{ est le nombre de marches sur la volée.}$$

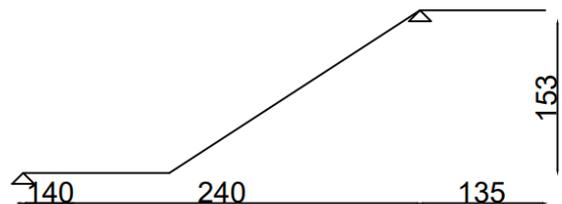
On distingue dans notre projet deux types d'escalier

➤ **Type 1 l'escalier des étages courants :**

$L_0 = 240 \text{ cm}; H = 153 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2 \times H + L_0)n + 2 \times H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$



$$64n^2 - 610n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542 \Rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_{p1}$$

$$L = L_{p1} + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 140 + \sqrt{240^2 + 153^2} = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.16 \text{ cm} \leq e \leq 21.25 \text{ cm}$$

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

➤ Volée 2 :

$L_0 = 210\text{ cm}$; $H = 136\text{cm}$

$$\begin{cases} n = 8 \\ n - 1 = 7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

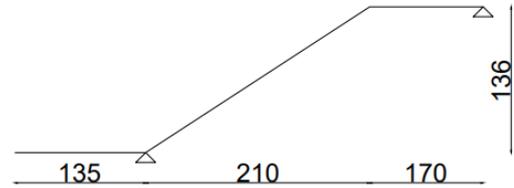
Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 170 + \sqrt{136^2 + 210^2} = 420\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 14\text{cm} \leq e \leq 21\text{cm}$$



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

➤ Type 2 l'escalier de RDC :

$L_0 = 270\text{ cm}$; $H = 170\text{cm}$

$$\begin{cases} n = 10 \\ n - 1 = 9 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

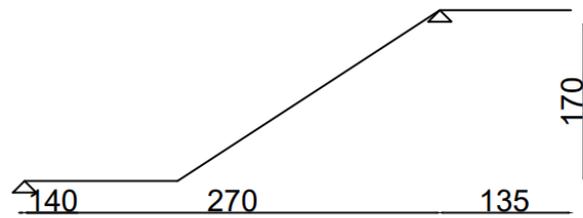
$$L = L_v + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 140 + \sqrt{270^2 + 170^2} = 459\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{459}{30} \leq e \leq \frac{459}{20}$$

$$15.3\text{cm} \leq e \leq 22.95\text{cm}$$



On prend $e = 16\text{cm}$

➤ Type 3 l'escalier Entre sol :

$L_0 = 240\text{ cm}$; $H = 153\text{ cm}$

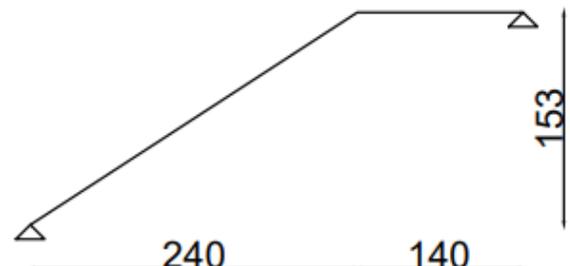
$$\begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Épaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_p$$



$$L=L_p+\sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L=140+\sqrt{153^2 + 240^2} =425 \text{ cm}$$

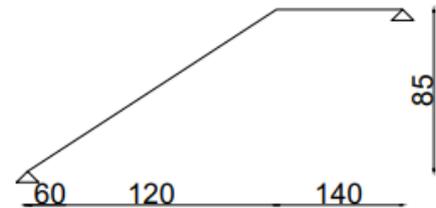
$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} \leq e \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.16 \text{ cm} \leq e \leq 21.25 \text{ cm}$$

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

➤ **Volée 2 :**

$$L_0= 120\text{cm} ; H=85\text{cm}$$

$$\begin{cases} n = 5 \\ n - 1 = 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$



Inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{85}{120} \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

Épaisseur de la pailasse :

$$L= L_v+L_p$$

$$L=L_p+\sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L=140+\sqrt{85^2 + 120^2} = 287\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 9.56 \text{ cm} \leq e \leq 14.35\text{cm}$$

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

➤ **Volée 3 :**

$$L_0= 60\text{cm} ; H=51\text{cm}$$

$$\begin{cases} n = 3 \\ n - 1 = 2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

Inclinaison de la pailasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{51}{60} \Rightarrow \alpha = 40.36^\circ$$

Épaisseur de la pailasse :

$$L= L_v+L_p$$

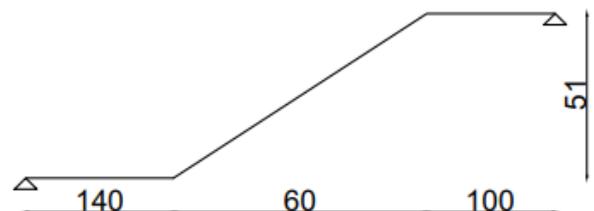
$$L=L_{p1}+L_{p2}+\sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L=140+100+\sqrt{60^2 + 51^2}$$

$$L=318\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 10.6\text{cm} \leq e \leq 15.9\text{cm}$$

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



II.8 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

➤ **Plancher des étages courants :**

Tableau 2 : Evaluation des charges sur le plancher à corps creux.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en CC (16+4)	0.2	/	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons séparation interne	0.1	10	1
Charge permanente totale				G=5.16KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q=1.5KN/m ²
Surcharge d'exploitation RDC				Q=5KN/m ²

➤ **Terrassé inaccessible :**

Tableau 3 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Gravions roulé de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.2
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Plancher à CC	0.2	/	2.8
Charge permanente totale				G=6.28KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q=1KN/m ²

➤ **Les murs extérieurs (doubles parois en brique creuse) :**

Tableau 4 : Evaluation des charges sur les murs extérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	/	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Brique creuse	0,15	/	1.3
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				G=2 ,76 KN/m ²

➤ Dalle plein étage courants :

Tableau 5 : Evaluation des charges sur les dalles pleines étages courants.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G=5.31KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q= 1.5KN/m ²

➤ Balcons :

Tableau 6 : Evaluation des charges sur les balcons.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G=5.31KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q= 3.5KN/m ²

➤ Evaluation des charges du palier :

Tableau 7 : Evaluation des charges sur le palier.

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G=5.31KN/m ²
Surcharge d'exploitation				Q=2.5KN/m ²

➤ Evaluation des charges de la volée :

Tableau 8 : Evaluation des charges sur la volée .

N°	Eléments		Epaisseur(m)	Poids volumique KN/m ³	Charges KN/m ²
1	Paillasse		0.15/cos(α)	25	4.46
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.24
3	Carrelage	Horizontal	0.02	20	0.4
		Vertical	0.02h/g	20	0.24
4	Enduit de ciment		0.02	20	0.4
5	Poids des marches		h/2	25	2.13
Charge permanente totale E.C					G=8.27KN/m ²
Charge permanente totale RDC					G=8.54KN/m ²
Surcharge d'exploitation					Q=2.5KN/m ²

Descente de charge :

On va effectuer la descente de charge pour le poteau le plus sollicitée (souvent celui qui a la plus grande surface afférente ou à côté de la cage d'escalier). Pour notre cas, on va effectuer la descente de charge pour le poteau D-4

❖ Descente de charge poteau D-4

➤ Surface afférente :

$$S_{\text{Palier}} = 1.7 \times 1.6 = 2.72 \text{ m}$$

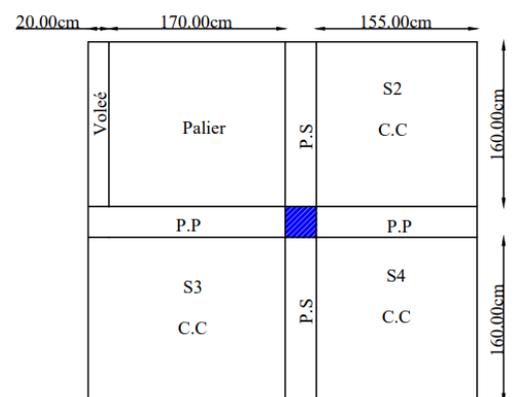
$$S_{\text{Volée}} = 0.2 \times 1.6 = 0.32 \text{ m}$$

$$S_2 = 1.6 \times 1.55 = 2.48 \text{ m}$$

$$S_3 = 1.9 \times 1.6 = 3.04 \text{ m}$$

$$S_4 = 1.6 \times 1.55 = 2.48 \text{ m}$$

$$\sum S_{\text{CC}} = 8 \text{ m}^2$$



Le poteau le plus sollicité a la plus grande surface afférente

➤ Plancher entre sol :

$$G = (5.16 \times 8) + (0.32 \times 8.27) + (2.72 \times 5.31) = 57.57 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 11.04$$

$$Q = 27.6 \text{ KN}$$

➤ **Plancher RDC :**

$S_{\text{palier}} = 2.24 \text{ m}^2$

$S_{\text{volée}} = 0.8 \text{ m}^2$

$G = (5.31 \times 2.24) + (0.8 \times 8.54) + (5.16 \times 8)$

$G = 60.01 \text{ KN}$

$Q = 27.6 \text{ KN}$

➤ **Les autres niveaux :**

$G = (5.16 \times 8) + (0.32 \times 8.27) + (2.72 \times 5.31) = 57.57 \text{ KN}$

$Q = 1.5 \times 11.04$

$Q = 16.56 \text{ KN}$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6.28 \times 11.04$

$G = 69.33 \text{ KN}$

$Q = 1 \times 11.04$

$Q = 11.04 \text{ KN}$

➤ **Poids des poutres :**

- Poutres principales (PP) : $G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.45 = 9.06 \text{ KN}$
- Poutres secondaires (PS) : $G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.2 = 7.2 \text{ KN}$
- Poids totale des poutres : $G_{pt} = 9.06 + 7.2 = 16.26 \text{ KN}$

➤ **Poids des poteaux :**

- E.SOL $\Rightarrow G_p = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 2.89 = 14.63 \text{ KN}$
- RDC $\Rightarrow G_p = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.4 = 17.21 \text{ KN}$
- 1^{er} et 2^{eme} $\Rightarrow G_p = 25 \times 0.45 \times 0.40 \times 2.89 = 13 \text{ KN}$
- 3^{eme} et 4^{eme} $\Rightarrow G_p = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.89 = 11.56 \text{ KN}$
- 5^{eme} et 6^{eme} $\Rightarrow G_p = 25 \times 0.4 \times 0.35 \times 2.89 = 10.11 \text{ KN}$
- 7^{eme} $\Rightarrow G_p = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 2.89 = 8.85 \text{ KN}$

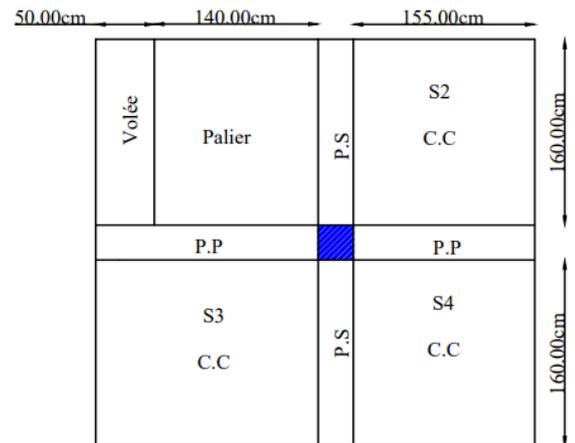
➤ **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

• **Définition :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant leur transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité, qui a souvent la plus grande surface d'appui. **(DTR.B.C2.2.art.6.3) : [4]**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des



planchers d'étage

1,2.....n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n)/2 * n (Q_1+Q_2+....+Q_n)$.

Résumé de la descente de charge du poteau D-4

➤ Avec : $Nu = 1,35 G_{Cum} + 1,5 Q_{Cum}$

Tableau 9 : Résultats de la descente de charge du poteau D-4

Niv	Eléments	G(KN)	Gcum	Q(KN)	Qcum	Nu(KN)
N 9	Plancher	69.33	94.44	11.04	11.04	144.054
	Poteaux	8.85				
	Poutres	16.26				
N 8	Plancher	57.57	178.38	16.56	27.6	282.213
	Poteaux	10.11				
	Poutres	16.26				
N 7	Plancher	57.57	262.32	16.56	42.5	417.882
	Poteaux	10.11				
	Poutres	16.26				
N 6	Plancher	57.57	347.71	16.56	55.75	553.034
	Poteaux	11.56				
	Poutres	16.26				
N 5	Plancher	57.57	433.1	16.56	67.34	685.56
	Poteaux	11.56				
	Poutres	16.26				
N 4	Plancher	57.57	519.93	16.56	77.28	817.826
	Poteaux	13				
	Poutres	16.26				
N 3	Plancher	57.57	606.76	16.56	85.56	947.466
	Poteaux	13				
	Poutres	16.26				
N 2	Plancher	60.01	700.24	16.56	93.35	1085.35
	Poteaux	17.21				

	Poutres	16.26				
N 1	Plancher	57.57	788.7	27.6	110.07	1229.85
	Poteaux	14.63				
	Poutres	16.26				

II.9 Les vérifications nécessaires

II.9.1. Vérification du poteau :

Remarque : Selon le CBA 93, L'effort normale ultime Nu doit être majoré de 10 % c'est-à-dire $Nu^* = 1,10 Nu$.

Critère de résistance :

$$\sigma = Nu^* / B \leq \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

Avec B : la section du poteau.

Tableau 10 : Vérification des poteaux à la compression simple

Niveau	Nu(KN)	Nu*(KN)	B(m)	σ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
N ₉	144.054	158.459	0.123	1.288	14.2	Vérifiée
N ₈	282.213	310.434	0.14	2.217	14.2	Vérifiée
N ₇	417.882	459.670	0.14	3.283	14.2	Vérifiée
N ₆	553.034	608.337	0.16	3.802	14.2	Vérifiée
N ₅	685.56	754.116	0.16	4.713	14.2	Vérifiée
N ₄	817.826	899.608	0.18	4.997	14.2	Vérifiée
N ₃	947.466	1042.212	0.18	5.790	14.2	Vérifiée
N ₂	1085.35	1193.885	0.203	5.881	14.2	Vérifiée
N ₁	1229.85	1352.835	0.203	6.664	14.2	Vérifiée

II.9.2. Vérification de la stabilité de forme

- $Br_{opté} \geq Br_{calculer}$
- $Br_{calculer} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{Fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{Fe}{100\gamma_s} \right)}$
- $Br_{opté} = (b - 2)(h - 2) \text{ m}^2$: section réduite du poteau
- $0 \leq \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- $L_f = L_0 \times 0,7$: Longueur de flambement.
- $L_0 = h_0$: la hauteur libre de l'étage.
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$
- $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Exemple de calcul :

Vérification du flambement pour le poteau du RDC :

$$I = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 3.42 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3.42 \times 10^{-3}}{0.2025}} = 0.13 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.05 = 2.135 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.135}{0.13} = 16.42 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.42}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.814$$

D'après le BAEL 91 , on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{Fc28}{0.9\gamma_b} + 100\gamma_s \right)} \Rightarrow Br \geq \frac{1.19}{0.814 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + 100 \times 1.15 \right]}$$

$$B_{rcal} = 0.0664 \text{ m}^2$$

$$B_r = (b-2) (h-2) = (45-2) (45-2)$$

$$B_r = 1849 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.1849 \text{ m}^2 > 0.0664 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau 11 : Vérification des poteaux au flambement

Niveau	Nu*	L ₀ (m)	L _f (m)	i	λ	α	Br calculé	Br opté	Observation
N ₉	158.459	2.54	1.778	0.1	17.78	0.81	0.0089	0.1089	Vérifiée
N ₈	310.434	2.54	1.778	0.1	17.78	0.81	0.0174	0.1254	Vérifiée
N ₇	459.670	2.54	1.778	0.1	17.78	0.81	0.0257	0.1254	Vérifiée
N ₆	608.337	2.54	1.778	0.115	15.46	0.818	0.0338	0.1444	Vérifiée
N ₅	754.116	2.54	1.778	0.115	15.46	0.818	0.0419	0.1444	Vérifiée
N ₄	899.608	2.54	1.778	0.115	15.46	0.818	0.0499	0.1634	Vérifiée
N ₃	1042.212	2.54	1.778	0.115	15.46	0.818	0.0579	0.1634	Vérifiée
N ₂	1193.885	3.05	2.135	0.13	16.423	0.814	0.0666	0.1849	Vérifiée
N ₁	1352.835	2.54	1.778	0.13	13.68	0.825	0.0745	0.1849	Vérifiée

II.10 Conclusion :

- ❖ Les plancher corps creux sont des planchers (16+4).
- ❖ Epaisseurs des planchers dalle pleine $e= 15\text{cm}$.
- ❖ Epaisseurs des voiles $e=20\text{ cm}$ pour RDC et entre sol, $e= 15\text{ cm}$ pour les autres niveaux.
- ❖ Epaisseurs des volées d'escaliers $e= 16\text{ cm}$ pour RDC et $e=15\text{ cm}$ pour les autres niveaux.
- ❖ Sections des poutres principales $(30\times 35)\text{ cm}^2$, poutres secondaires $(30\times 30)\text{ cm}^2$
- ❖ Les poteaux :

Entre sol et RDC : $(45\times 45)\text{cm}^2$

1^{er} , 2^{eme} étage : $(45\times 40)\text{cm}^2$

3^{eme} , 4^{eme} étage : $(40\times 40)\text{cm}^2$

5^{eme} , 6^{eme} étage : $(40\times 35)\text{cm}^2$

7^{eme} étage : $(35\times 35)\text{cm}^2$

Chapitre III

Chapitre III. Calcul des éléments secondaire

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux, indépendants de l'action sismique et qui n'ont pas de fonction porteuse ou de contreventement.

III.2 Calcul des planchers

III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux qui servent de coffrage perdu, de poutrelles qui reprennent les efforts de traction, et d'une dalle de compression pour reprendre les efforts de compression.

III.2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis en flexion simple. Pour le calcul des sollicitations, on utilise des méthodes appropriées applicables en béton armé : méthode forfaitaire, méthode de Caquot, etc.

❖ Méthode forfaitaire

- Cette méthode ne peut pas être appliquée que si les conditions suivantes sont satisfaites :
- **Condition d'application de la méthode forfaitaire :**
 - 1) Le plancher est à surcharge modérée $\Rightarrow Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$.
 - 2) Le rapport de dimension entre deux travées successives $\frac{L_i}{L_{i+1}} \in [0.8 ; 1.25]$.
 - 3) Les moments d'inertie sont constants sur toutes les travées.
 - 4) La fissuration est considérée comme peu nuisible (F.P.N).
- **Calcul des moments au niveau des appuis :**
 - Le moment sur appuis donnée et calculer comme suit :
 - $M_a = -0.6M_0$ Pour une poutre à deux travées.
 - $M_a = -0.5M_0$ Pour les appuis intermédiaires voisin de rive, pour une poutre à trois travées ou plus.
 - $M_a = -0.4M_0$ Pour les autres travées intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que : M_0 c'est le moment isostatique max des moments dans les deux travées encadrant l'appui.

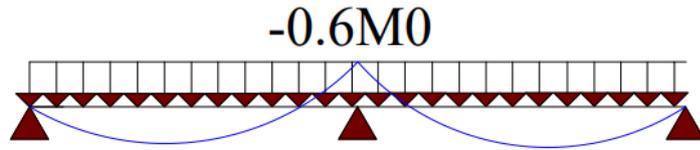


Figure 10 : Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 travées

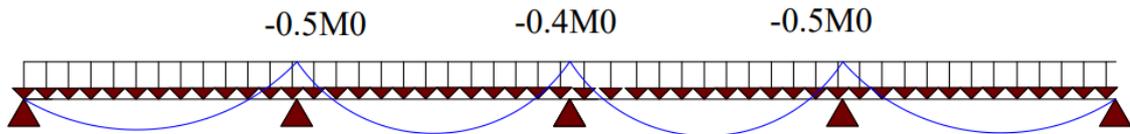


Figure 11 : Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées

• **Calcul du moment en travée M_t :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par la méthode suivante :

- ✓ $M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) ; 1.05] \times M_0$
- ✓ $M_{t2} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} \times M_0$ Pour une poutre intermédiaire.
- ✓ $M_{t2} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} \times M_0$ Pour une travée de rive

Et on prend le maximum entre M_{t1} et M_{t2} avec :

- ✓ M_g : Moment au niveau de l'appui de gauche.
- ✓ M_d : Moment au niveau de l'appui droit.
- ✓ $\alpha = \frac{q}{q+G}$: Degré de surcharge .

• **Effort tranchant :**

Pour l'évaluation des efforts tranchants sur les appuis on suppose une discontinuité entre travée (l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique) sauf pour les appuis voisins de rive en majorant l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre à 2 travées seulement.
- 10% pour une poutre à plus 2 travées.

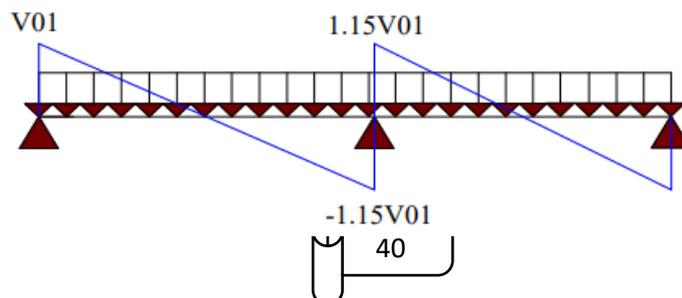


Figure 12 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

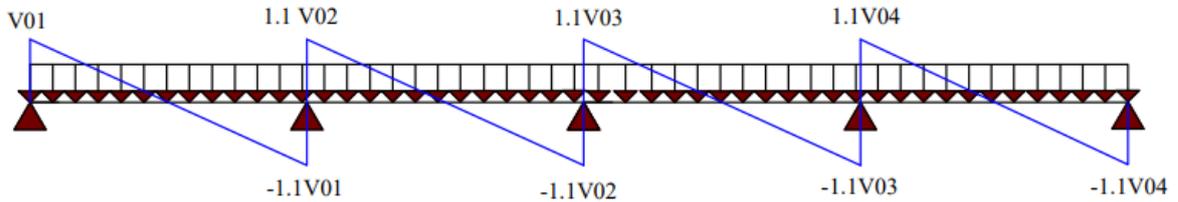


Figure 13 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

Les différents types de poutrelles

Nous disposons de 6 types de poutrelles qui seront illustré dans le tableau ci-dessous :

Tableau 12 : Les différents types de poutrelles

Types	Schémas	Etages
T1		(E.S , 1,2,3,4)
T2		(RDC, 5,6,7)
T3		(E.S , RDC , 1,2,3,4,5)
T4		(E.S , 7)
T5		(5,4,3,2,1,R DC, E.S)
T6		(7 ,6)

Calcul des charges revenantes sur les poutrelles

A L'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 0.6 \times P_u$

A L'ELS : $P_s = G + Q \Rightarrow q_s = 0.6 \times P_s$

Tableau 13 : Les charges revertées sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu(KN/m ²)	Pu(KN/m ²)	qs(KN/m ²)	Ps(KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.28	1	6	9.98	4.37	7.28
Etage courant	5.16	1.5	5.53	9.216	4	6.66
RDC(commerce)	5.16	5	8.67	14.46	6.1	10.16

Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Dans ce qui suit, nous allons exposer un exemple de calcul (type 3 RDC) afin d'illustrer la démarche à suivre, pour cela nous utiliserons la méthode forfaitaire :

Schéma statique :

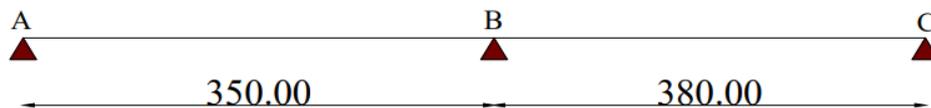


Figure 14 : Schéma statique de la poutrelle

Calcul des moments :

➤ Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \text{ELU} : M_u^{AB} = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_s^{AB} = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \text{ELU} : M_u^{BC} = 15.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_s^{BC} = 11.01 \text{ KN.m}$$

➤ Moments aux appuis :

-Appuis intermédiaire :

$$M_a^{int} = -0.6 M_0^{max} \Rightarrow \text{ELU} : M_u^{int} = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_s^{int} = -6.61 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

-Appuis de rive :

$$M_a^{riv} = -0.15 M_0 \Rightarrow \text{ELU} : M_u^{riv} = -2.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_s^{riv} = -1.65 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

Chaque travée est calculée indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

- $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$
- $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \Rightarrow$ pour une travée de rive.

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = 0.49$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.147 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.347 \end{cases}$$

❖ **ELU :**

Travée (AB)

$$M_t + \frac{0+0.6 M_0}{2} \geq \text{max} [1.05 M_0 ; 1.147 M_0], \text{ tel que : } M_0 = M_0^{AB} \Rightarrow M_0^{AB} = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.847 M_0 \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$M_t \geq \frac{1.147 M_0}{2}$$

$$M_t \geq 0.573 M_0 \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

Donc : $M_t = 9.25 \text{ KN.m}$

Travée (BC) :

$$M_0^{BC} = 15.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 11.75 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :**

$$M_{ts}^{AB} = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{BC} = 9.32 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

- Travée AB :
- $V_A = \frac{q_{ul} l}{2} = 15.17 \text{ KN}$
- $V_B = -1.15 V_A = -17.45 \text{ KN}$
- Travée BC :
- $V_B = 1.15 \frac{q_{ul}}{2} = 18.94 \text{ KN}$
- $V_C = -\frac{q_{ul}}{2} = -16.47 \text{ KN}$

Ferraillage des poutrelles :

a) **Ferraillage longitudinal :**

❖ **ELU :**

$$M_t = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{int} = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{riv} = -2.35 \text{ KN.m}$$

$V=18.94 \text{ KN}$

❖ **ELS :**

$M_t= 6.5 \text{ KN.m}$

$M_a^{int}= -6.61 \text{ KN.m}$

$M_a^{riv}= -1.65 \text{ KN.m}$

$b=60 \text{ cm} ; b_0=10 \text{ cm} ; h=20 \text{ cm} ; d=18\text{cm} ; h_0=4 \text{ cm} ; Fe=400 \text{ Mpa} ; Fc28= 25 \text{ Mpa}$

▪ **Ferraillage en travée :**

$M_{tu}= F_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.054 \text{ MN} .\text{m} \geq M_t= 0 .00925 \text{ MN.m}$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

$\mu_{bu} = \frac{0.00925}{14.2 \times 0.6 \times 0.18^2} = 0.033 < 0.186 \text{ Pivot A}$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_{tu}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.00925}{0.175 \times 348}$

$\alpha = 0.061 ; z = 0.175$

D'où $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$; avec $f_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

❖ **Condition de non fragilité :**

- $A_t^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{f_e} = 0.23 \times 0.6 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400}$

$A_t^{min} = 1.304 \text{ cm}^2 < A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

▪ **Ferraillage aux appuis :**

❖ **Appuis intermédiaires : (b₀×h)**

$M_a^{int} = 9.39 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{0.00939}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.204 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$

ce qui donne : $A_t = \frac{0.00939}{0.159 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$

$\alpha = 0.288 \quad z = 0.159$

❖ **Appuis de rive :**

$\mu_{bu} = \frac{0.00235}{14.2 \times 0.1 \times 0.18} = 0.051 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$

ce qui donne : $A_t = \frac{0.00235}{0.175 \times 348} = 0.386 \text{ cm}^2$

$\alpha = 0.065 \quad z = 0.175$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_a^{\min} = 0.22 \text{ cm}^2$$

✓ $A_a^{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{int}} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifie

✓ $A_a^{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{riv}} = 0.386 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifie

Voici les sections de ferrailage choisies :

- Entravée $A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- En appuis intermédiaire $A_a^{\text{int}} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$
- En appuis de rive $A_a^{\text{riv}} = 0.386 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

▪ **Vérification de la flèche :**

➤ **Condition de vérification de la flèche**

Données : $L = 3.8 \text{ m}$, $M_o^s = 11.01 \text{ KN.m}$, $M_t^s = 0.847 M_o^s = 9.32 \text{ KN.m}$

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

- 1) $h \geq \frac{M_t^s}{15M_o^s} \times l \Rightarrow h = 20\text{cm} < 56.43 \dots\dots\dots$ non vérifiée
- 2) $A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ non vérifiée
- 3) $L = 3.8 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq f$$

Δf : la flèche à calculer selon le BAEL, en considérant les propriétés du béton armé

$$\Delta f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi}) \dots\dots\dots (\text{BAEL91/99})$$

✓ **Calcul des moments en travée sous les différents chargements**

$$j = (G - G^{\text{revêtement}}) = 3.8 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{\text{ser}}^g = 0.847 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \qquad M_{\text{ser}}^g = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^j = 0.847 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \qquad \Rightarrow \qquad M_{\text{ser}}^j = 3.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^p = 0.847 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \qquad M_{\text{ser}}^p = 9.32 \text{ KN.m}$$

▪ **Module de Young instantané et différé**

• $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$

$E_i = 3 \times E_v = 3245646 \text{ MPa}$

▪ **Coefficients λ , ρ :**

• $\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)} = 2.23$

$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.89$

$$\rho = \frac{A}{b_o \times d} = 0.0188 \Rightarrow \rho = 1.18 \%$$

▪ Calcul de σ_{st} , μ :

$$\bullet \quad \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} \quad \sigma_{st}^g = 85.03 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \times \frac{(d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st}^j = 62.62 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \quad \sigma_{ser}^p = 15 \times M_{ser}^p \times \frac{(d-y)}{I} \quad \sigma_{ser}^p = 167.43 \text{ Mpa}$$

Avec : $I = 11071 \text{ cm}^2$; $Y = 4.74 \text{ cm}$

$$\mu^g = \max(0 ; 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + ft_{28}}) = 0.568$$

$$\mu^j = \max(0 ; 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + ft_{28}}) = 0.461$$

$$\mu^p = \max(0 ; 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + ft_{28}}) = 0.75$$

▪ Calcul des moments d'inerties fissurés

$$y_G = \frac{\frac{b_o \times h^2}{2} + (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + 15Ad}{b_o \times h + (b - b_o)h_o + 15A}$$

$$I_o = \frac{byG^3}{3} + b_o \frac{(d-yG)^3}{3} - \frac{(b - b_o)(yG - h_o)}{3} + 15A(d - yG)^2$$

$$y_G = 11.79 \text{ cm} \quad ; I_o = 1983 \text{ cm}^4$$

$$I_f^{gi} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \times \mu^g} = 9623.7 \text{ cm}^4$$

$$I_f^{ji} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \times \mu^j} = 10756 \text{ cm}^4$$

$$I_f^{pi} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_i \times \mu^p} = 8160.2 \text{ cm}^4$$

$$I_f^{gv} = \frac{1.1 I_o}{1 + \lambda_v \times \mu^g} = 14478 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul des flèches

$$f^{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 2.19 \text{ mm}$$

$$f^{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 1.44 \text{ mm}$$

$$f^{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 5.08 \text{ mm}$$

$$f^{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 4.36 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi})$$

$$\Delta f = 5.81 \text{ mm} > f = 7.6 \text{ mm} \text{ (la flèche est vérifiée)}$$

Ferrailage transversal :

$$\varphi_t \geq \min(\varphi_l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_o}{10})$$

$$\varphi_t \geq \min (12 ; 5.714 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

on choisit $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2\varphi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Les vérifications nécessaires :

a) à l'ELU :

▪ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{(b_o \times d)} = 1.052 \text{ Mpa}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \tau = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau \Rightarrow$ pas de rupture par cisaillement

▪ **Espacement des armatures :**

$$s_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_o} \Rightarrow s_t \leq 101 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \frac{0.8 A_t \times f_e}{b_o(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow s_t \leq 76.58 \text{ cm}$$

D'où $s_t = 15 \text{ cm}$

▪ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant v_u**

-Appuis de rive

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} v_u \Rightarrow A_l^{\min} \geq 0.544 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \Rightarrow A_l = 3.39 + 1.13 = 4.52 \Rightarrow A_l \geq 0.544 \text{ (condition vérifiée)}$$

-Appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M}{0.9d} \right)$$

$A_l = -1.12 < 0 \Rightarrow$ pas de vérification au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

▪ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_o \times d} \leq \tau \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b - b_o}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ Mpa} < \tau = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc pas de risque de rupture à la jonction table de nervure.

Vérification de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2v_u}{\alpha \times b_o} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha = \min[0.9d; (l - 4) \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm} \quad ; \quad l = 45 \text{ cm}$$

$$v_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_o \times f_{c28} = 108.135 \text{ KN} \quad ; \quad b_o = 10 \text{ cm}$$

$18.94KN < 108.135KN$ Donc la bielle est vérifiée

b) à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

-Ouvertures des fissures (les contraintes)

-Déformations (flèche)

▪ **Vérification des contraintes**

-En travée :

$A=3.39 \text{ cm}^2$; $b=60\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $M_t=9.32 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -231.9 \text{ cm}$$

$H < 0 \Rightarrow$ Alors l'axe neutre ne passe pas par la table de compression

\Rightarrow Calcul d'une section en T :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

-Calcul de I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0)h_0 + 15A]y - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} - 15Ad = 0$$

$y = 4.79 \text{ cm}$

-Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15Ad (d - y)^2 = 0$$

$I = 11063.36 \text{ cm}^4$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.03 \text{ Mpa} < \sigma = 15 \text{ Mpa}$

Donc : il n'y a pas de risque de fissure en travée.

▪ **En appuis intermédiaire**

$A = 2.26 \text{ cm}^2$; $b = 60\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $M_a^{int} = -6.61 \text{ KN.m}$

$M_a^{int} < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \sigma = 15 \text{ Mpa}$$

-Calcul y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 8.16 \text{ cm}$$

-Calcul I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 0 \Rightarrow I = 4614.1 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.67 \text{ Mpa} < \sigma = 15 \text{ Mpa}$ Pas de risque de fissure au niveau des appuis.

Calcul de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se fait dans les deux sens :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_o}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 4\text{HA}6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $st = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte } 4\text{HA}6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } st = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$$

Donc on adopte une treille soudée HA6 de mailles (150×150) ce qui satisfait les sections précédentes.

- **Les résultats de calculs des sollicitations maximales à L'ELU et à L'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :**

Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du RDC :

Tableau 14 : Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du RDC.

Type	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u(\text{KN})$	Evaluation des moments		
	M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	$M_t(\text{KN.m})$		M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
RDC (T2)	2.35	7.83	14.06	18.14	1.65	5.50	9.88
(T3)	2.35	9.40	13.28	18.97	1.65	6.60	9.33
(T5)	2.35	/	15.67	16.49	1.65	/	11.01

Sollicitations maximales dans les types de poutrelles des étages courantes

Tableau 15 : Sollicitations maximales dans les types de poutrelles des étages courantes

Type	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant $V_u(\text{KN})$	Evaluation des moments		
	M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	$M_t(\text{KN.m})$		M_a^{riv} (KN.m)	M_a^{int} (KN.m)	M_t (KN.m)
(T1)	1.34	6.85	6.6	11.36	0.97	4.91	4.78
(T2)	1.49	4.99	8.16	11.56	1.08	3.61	5.89
(T3)	1.49	5.98	7.66	12.08	1.08	4.33	5.54
(T4)	1.34	5.37	6.87	11.45	0.97	3.88	4.97
(T5)	1.49	/	9.98	10.51	1.08	/	7.21
(T6)	1.27	/	8.47	9.68	0.92	/	6.12

Sollicitations maximales dans les types de poutrelles de la tracasse inaccessible

Tableau 16 : Sollicitations maximales dans les types de poutrelles de la tracasse inaccessible

Type	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M _a ^{riv} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)		M _a ^{riv} (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _t (KN.m)
(T2)	1.62	5.40	8.64	12.51	1.76	3.94	6.31
(T4)	1.45	5.82	7.27	12.39	1.06	4.25	5.31
(T6)	1.37	/	9.17	10.48	1.01	/	6.69

Voici le ferrailage des autres types de poutrelles :

Tableau 17 : Le ferrailage des autres types de poutrelles

	Position	M (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC	Travée	13.26	0.048	0.061	0.175	2.18	1.304	3HA12=3.39 cm ²
	Appuis int	9.39	0.204	0.288	0.159	1.69	1.69	2HA12=2.26 cm ²
	Appuis de rive	2.35	0.051	0.065	0.175	0.386	0.386	1HA12=1.13 cm ²
E.C	Travée	9.98	0.036	0.046	0.176	1.624	1.304	3HA10=2.36cm ²
	Appuis int	6.85	0.149	0.203	0.165	1.19	1.3	2HA10=1.57cm ²
	Appuis de rive	1.49	0.032	0.041	0.177	0.24	0.34	1HA10=0.79 cm ²
T.I	Travée	9.17	0.033	0.042	0.176	1.49	1.3	3HA10=2.36 cm ²
	Appuis int	5.82	0.126	0.17	0.167	0.997	1.304	2HA10=1.57 cm ²
	Appuis de rive	1.62	0.035	0.044	0.176	0.263	0.36	1HA10=0.79 cm ²

La vérification de la flèche des autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Vérifications de la flèche pour RDC

Résultats	ρ et λ		Y, I et I _o		σ		μ		I _f		f	
Données	ρ	λ	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{stj} (MPa)	σ _{stg} (MPa)	μ _j	μ _g	I _f ^{ji} (cm ⁴)	I _f ^{gi} (cm ⁴)	f ^{ji} (mm)	f ^{gi} (mm)
J=3.8 (KN/m)	0.018	2.018	4.74	11071	73.93	100.39	0.52	0.62	10091	9157.5	1.81	2.71
G=5.16 (KN/m)									14048	7938.4	5.31	6.16
P=10.16 (KN/M)	0.892	2.23	1983	197.67	197.67	0.78	0.78	I _f ^{gv} (cm ⁴)	I _f ^{pi} (cm ⁴)	f ^{gv} (mm)	f ^{pi} (mm)	
A= 3.39 (cm ²)								14048	7938.4	5.31	6.16	
L=3.8m	0.892	2.23	1983	197.67	197.67	0.78	0.78	I _f ^{gv} (cm ⁴)	I _f ^{pi} (cm ⁴)	f ^{gv} (mm)	f ^{pi} (mm)	
H=20cm								14048	7938.4	5.31	6.16	

$\Delta f = 6.94 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm}$ (la flèche est vérifiée)

Tableau 19 : Vérifications de la flèche pour les étages courants

résultats		ρ et λ		Y, I et I _o		σ		μ		I _f		f	
Données	J=3.8 (KN/m)	ρ	0.013	Y(cm)	4.05	σ_{stj} (MPa)	104.74	μ_j	0.52	I _f ^{ji} (cm ⁴)	7470	f ^{ji} (mm)	2.45
	I _f ^{gi} (cm ⁴)									6668.5	f ^{gi} (mm)	3.73	
	G=5.16 (KN/m)	λ_i	3.2	I(cm ⁴)	8217.5	σ_{stg} (MPa)	142.23	μ_g	0.61	I _f ^{gv} (cm ⁴)	11079	f ^{gv} (mm)	6.73
	P=6.66 (KN/M)									I _f ^{pi} (cm ⁴)	6194	f ^{pi} (mm)	5.18
	A= 2.36 (cm ²)	λ_v	1.281	I ₀ (cm ⁴)	18016	σ_{stp} (MPa)	183.58	μ_p	0.68				
L=3.8m													
H=20cm	$\Delta f = 5.73 \text{ mm} < f = 7.6 \text{ mm}$ (la flèche est vérifiée)												

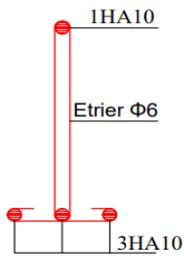
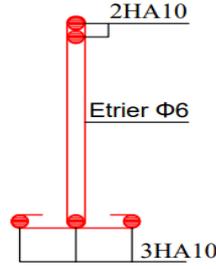
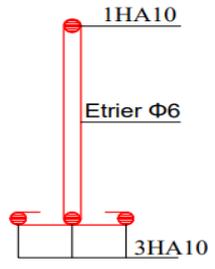
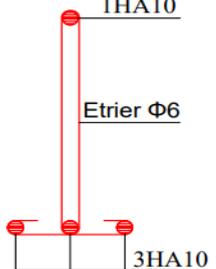
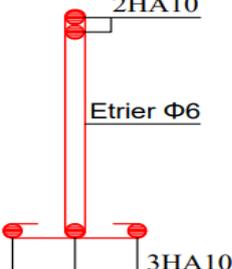
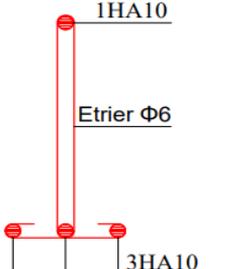
Tableau 20 : Vérifications de la flèche pour la terrasse inaccessible

résultats		ρ et λ		Y, I et I _o		σ		μ		I _f		f	
Données	J=5 (KN/m)	ρ	0.013	Y(cm)	4.05	σ_{stj} (MPa)	116.92	μ_j	0.55	I _f ^{ji} (cm ⁴)	7146	f ^{ji} (mm)	2.42
	I _f ^{gi} (cm ⁴)									6600.9	f ^{gi} (mm)	3.3	
	G=6.28 (KN/m)	λ_i	3.2	I(cm ⁴)	8217.5	σ_{stg} (MPa)	146.85	μ_g	0.63	I _f ^{gv} (cm ⁴)	11004	f ^{gv} (mm)	5.94
	P=7.28 (KN/M)									I _f ^{pi} (cm ⁴)	6319.8	f ^{pi} (mm)	4
	A= 2.36 (cm ²)	λ_v	1.281	I ₀ (cm ⁴)	18016	σ_{stp} (MPa)	170.24	μ_p	0.67				
L=3.5m													
H=20cm	$\Delta f = 4.21 \text{ mm} < f = 7.6 \text{ mm}$ (la flèche est vérifiée)												

Schéma de ferrailage des poutrelles :

Tableau 21 : Schéma de ferrailage des poutrelles

TYPE	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Plancher R.D.C			

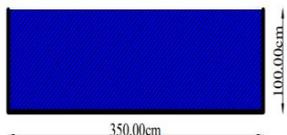
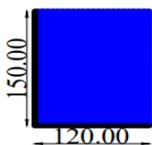
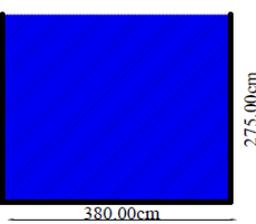
<p>Plancher d'étage courant</p>			
<p>Terrasse inaccessible</p>			

III.2.3. Plancher à dalle pleine

Le plancher à dalle pleine est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé tel que pour les balcons, les terrasses accessibles ...etc.

Données des différents types de dalles pleines.

Tableau 22 : Différents types de dalles pleines.

Type	schémas	Étage	Lx (cm)	Ly (cm)	$\rho(Lx / Ly)$
3 appuis DP1		5,4,3,2,1	100	350	0.28
2 appuis DP2		7,6,5,4,3,2,1	120	150	0.8
3 appuis DP3		6	275	380	0.86

Calcul des sollicitations à l'ELU

- Evaluation des charges**

$$\begin{cases} G = 5.31 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5 Q) \Rightarrow P_u = 9.42 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS : $P_s = (G + Q) \Rightarrow P_s = 6.81 \text{ KN/m}^2$

- Calcul des sollicitations**

$\rho = 0.76 > 0.4 \Rightarrow$ Dalle travaillant selon deux sens

$l_x = 2.75 \text{ m} > \frac{l_y}{2} = 1.9 \text{ m}$

$$M_0^x = \frac{qly^3}{24}$$

$$M_0^y = \frac{qly^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{qly^3}{48}$$

A l'ELU :

$$M_0^x = 21.86 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 25.22 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_0^x = 15.57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 18.23 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments compte tenue de l'encastrement**

Selon le BAEL, le moment M_0 calculées doivent être corrigés :

En travée :

$$M_t = 0.85 M_0 \text{ (travée de rive)}$$

$$M_t = 0.75 M_0 \text{ (travée intermédiaire)}$$

En appui :

$$M_a = -0.3M_0 \text{ (appui de rive)}$$

$$M_a = -0.5M_0 \text{ (appui intermédiaire)}$$

- En travée : $M_t = 0.85 M_0$ (travée de rive)

ELU : $M_t^x = 18.31 \text{ KN.m}$; $M_t^y = 21.44 \text{ KN.m}$

ELS : $M_t^x = 31.23 \text{ KN.m}$; $M_t^y = 15.49 \text{ KN.m}$

- En appui : $M_a = -0.5 M_0$ (appui intermédiaire)

ELU : $M_a^x = -10.77 \text{ KN.m}$

ELS : $M_a^x = -7.78 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ($l \times e$)

$l_x = 2.75\text{m}$; $l_y = 3.8\text{ m}$; $e = 15\text{cm}$; $c = 3\text{ cm}$; $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$; $F_c = 400\text{ Mpa}$; $d = 12\text{cm}$

- **En travée :**

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0.089 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad M_t = 18.31\text{KN.m}$$

Ce qui donne : $z = 0.114$; $\alpha = 0.116$; $A_t^x = 4.62\text{ cm}^2$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0.105 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.105 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $\alpha = 0.139$; $z = 0.113$; $A_t^y = 5.45\text{cm}^2$

- **En appuis :**

Sens x-x /y-y :

$$\mu_{bu} = 0.05 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

Ce qui donne : $\alpha = 0.067$; $z = 0.112$; $A_a = 2.76\text{ cm}^2$

Vérification nécessaire :

- **Condition non fragilité :**

En travée

$$\text{Sens x-x : } A_{\min} = \frac{\rho_o}{2}(3-\rho)b \times e = 1.31\text{cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

$$\rho_o = 0.0008$$

$$\text{Sens y-y : } \rho_o \times b \times e = 1.2\text{ cm}^2$$

➤ **En travée** : sens x-x : 5HA12 = 5.65 cm²

sens y-y : 4HA14 = 6.16 cm²

➤ **En appuis** : 4HA10 = 3.14 cm²

- **Espacement des barres :**

Sens x-x : on opte pour $s_t = 20\text{cm} \leq \min(3e ; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$

Sens y-y : on opte pour $s_t = 25\text{cm} \leq \min(4e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Vérification l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{ Mpa}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = 8.38 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4} = 5.32 \text{ KN}$$

Sens x-x : $\tau = 0.07 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ Mpa}$

Sens y-y : $\tau = 0.044 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ Mpa}$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes :

Tableau 23 : Vérification des contraintes

Sens	M _t (KN.m)	A(cm ² /ml)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b	τ	Observation
X - X	13.23	5.34	3.66	7205.22	6.85	15	Vérifiée
Y - Y	15.49	6.16	3.875	8039.36	7.46	15	Vérifiée
X - X / Y - Y	-7.78	3.14	2.92	4721.68	4.81	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

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

Sens x-x :

✓ $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ser}}{20M_{over}} \Rightarrow 0.054 \geq 0.0425 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 4.45 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

✓ $L < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée

Sens y-y :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{20M_{over}} \Rightarrow 0.04 \geq 0.04 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 5 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

✓ $L < 8 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Le calcul de ferrailage des autres panneaux de dalle est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 24 : ferrailage des autres panneaux de dalle

Type	Sens	M(KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisie}	St(cm)
1 appuis	X - X	6.21	0.03	0.038	0.118	1.51	1.45	2.36	33
	Y - Y	$A_y = \frac{A_x}{4} = 0.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$							45
2 appuis	X - X	1.34	0.006	0.008	0.119	0.32	1.2	2.36	33
	Y - Y	0.8	0.004	0.005	0.119	0.19	1.2	2.36	45

Les coefficients μ_x, μ_y pour la dalle 2 appuis : ELU ($\mu_x= 0.0565 ; \mu_y= 0.595$)

ELS ($\mu_x= 0.0632 ; \mu_y=0.71$)

Schéma de ferrailage :

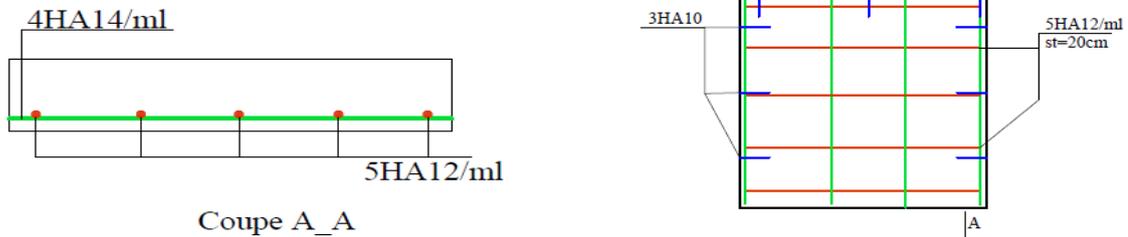


Figure 15 : Schéma de ferrailage de la dalle DP3

III.3 Calcul des escaliers :

Pour notre cas on s'intéresse à la cage d'escalier du RDC:

- 1^{ère} et 2^{ème} volée :

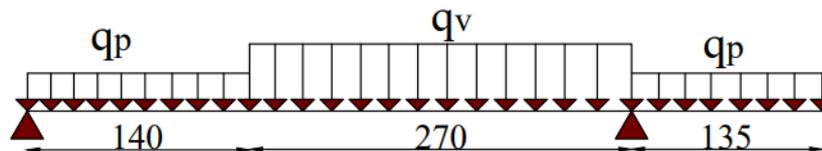


Figure 16 : Schéma statique de la 1^{ère} et 2^{ème} volée du RDC

a) Les combinaisons de charges :

On a : $G_v= 8.54\text{KN/m}^2 ; G_p=5.31\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2$

$$\text{ELU} : \begin{cases} q_v = 15.23\text{KN/ml} \\ q_p = 10.92\text{KN/ml} \end{cases} ; \text{ELS} : \begin{cases} q_v = 11.04\text{KN/ml} \\ q_p = 7.81\text{KN/ml} \end{cases}$$

b) Les sollicitations

- Les réactions d'appuis

$$\Sigma F/y=0 \Rightarrow R_A+R_B=2.4q_v+(1.4+1.2)q_p$$

$$\Sigma M/A=0 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} R_A = 23.83\text{KN} \\ R_B = 47.45\text{KN} \end{cases} ; \text{ELS} : \begin{cases} R_A = 17.15\text{KN} \\ R_B = 34.14\text{KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant et efforts tranchants et efforts tranchants :

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_0^{\max} = 25.06\text{KN.m} \\ M_t^{\max} = 0.75M_0 = 18.8\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = 0.5M_0 = 12.53\text{KN.m} \\ V_{\max} = 29.17\text{KN} \end{cases} ; \text{ELS} : \begin{cases} M_0^{\max} = 18.1\text{KN.m} \\ M_t^{\max} = 0.75M_0 = 13.58\text{KN.m} \\ M_a^{\max} = 0.5M_0 = 9.05\text{KN.m} \\ V_{\max} = 21.12\text{KN} \end{cases}$$

c) Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section ($b \times e$)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 25 : Ferrailage à L'ELU.

Position	M_u (KN.m)	μ_b	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St(cm)
travée	18.08	0.065	0.084	0.135	3.85	1.56	4HA12=4.52	25
appuis	12.53	0.045	0.057	0.137	2.67	1.56	4HA12=4.52	25

• **Armature de répartition :**

$$Ar_t = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow Ar_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$Ar_a = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow Ar_a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

d) Les vérifications nécessaires

▪ **A L'ELU :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa} \quad ; \text{ avec : } V_u = 29.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.21 < 1.17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **A L'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calculs des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Les résultats de calculs des contraintes

Position	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
travée	13.58	3.73	8880.9	5.7 < 15
appuis	9.05	3.73	8880.9	3.8 < 15

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche

▪ $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow \frac{0.16}{4.1} = 0.039 \geq 0.0375 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$

▪ $A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4.52 \text{ cm}^2 \leq 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

▪ $l = 4.1 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma ferrailage escalier :

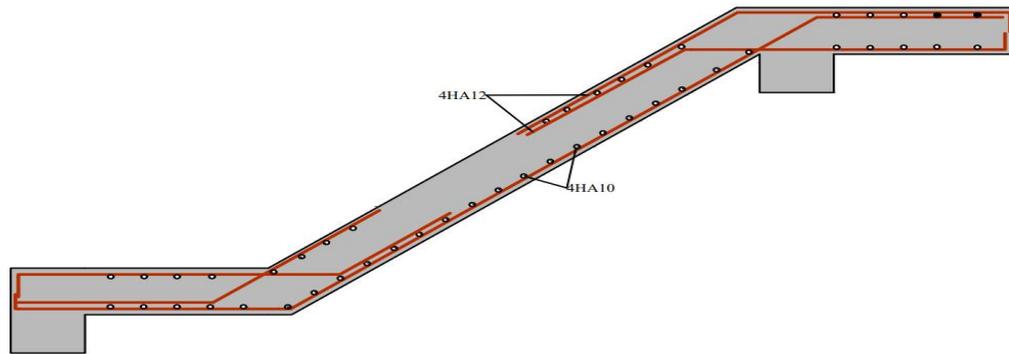


Figure 17 : Ferrailage de la 1^{ère} et 2^{ème} volée de l'escalier du RDC

III.4 Poutre palière :

a-Définition :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension ($b \times h$) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre.
- Réaction du palière et de la volée.
- Poids de mur.

b- Pré dimensionnement de la poutre palier :

$$\text{on a : } \frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h_p \leq \frac{350}{10}$$

$$\Rightarrow 23.33 \leq h_p \leq 35$$

c-Vérification RPA : D'après l'article 7.5.1 (RPA 2003).

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

On adopte une section de (30×30)

Evaluation des charges :

Poids propre : $G=0.3^2 \times 25 = 2.25\text{KN/ml}$

Réaction d'appuis :

ELU : $R_B=47.45\text{KN}$

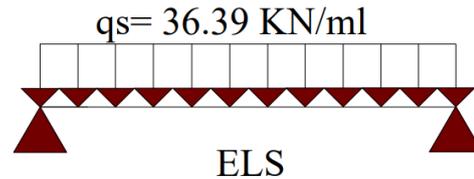
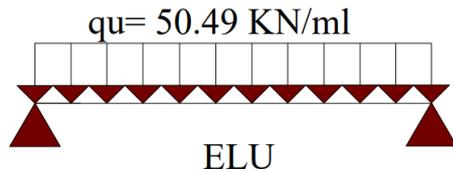
ELS : $R_B=34.14\text{KN}$

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G + R_B = 50.49\text{KN/ml}$$

$$q_s = G + R_B = 36.39\text{KN/ml}$$

Schéma statique de la poutre :



En travée :

$$M_{\text{umax}} = 77.31 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{\text{ser}} = 55.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tu}} = 0.85 M_{\text{umax}} = 65.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tser}} = 0.85 M_{\text{sermax}} = 47.36 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{\text{au}} = 0.3 M_{\text{umax}} = 23.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{as}} = 0.3 M_{\text{smax}} = 16.72 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de la poutre palière :

ELU :

Armature principale :

En travée :

$$M_{\text{tu}} = 65.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.228 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivote B}$$

$$\mu_{bu} < u_l \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad A_{\text{min}} = 0.942 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.328 \quad ; \quad Z = 0.226$$

$$A = 8.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 6\text{HA}14 = 9.42 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$M_{\text{au}} = 23.19 \text{ KN.m}$$

$$u_{bu} = 0.08 \quad ; \quad \alpha = 0.104 \quad ; \quad Z = 0.249$$

$$A_a = 2.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Vérification de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad ; \quad V = 88.36 \text{ KN}$$

$$\tau = 1.32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul de la poutre palière à la torsion :

M_{tor} : moment max en appui (l'escalier)

$$M_{\text{tor}} = 21.93 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \quad ; \quad \Omega = (b-e)(h-e) = 0.0625m^2$$

$$\tau = 3.51Mpa \quad ; \quad e = \frac{1}{6} \times b = 0.05 \text{ m}$$

On doit vérifier : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \sqrt{\tau^2 + \tau^2} = 3.75Mpa \quad ; \quad \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa\right)$$

Donc $\tau > \bar{\tau}$ condition non vérifiée

y'a risque de cisaillement ce que nous oblige a augmenté la section (30x35) ; e=0.05

$$\Omega = 0.075m^2 ; \tau = 2.924 \Rightarrow \tau = 3.21Mpa < \bar{\tau} = 3.33Mpa$$

⇒ pas de risque de cisaillement

- Armature longitudinale en torsion :

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \quad ; \quad \mu = 2 \times ((0.3 - 0.05) + (0.35 - 0.05)) = 1.1$$

$$A_l = 4.62cm^2$$

- Armature transversale en torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega}$$

$$A_t = \frac{M_t \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.63cm^2$$

- Vérification de la flèche :

Etat limite de déformation :

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.012 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

$$\frac{h}{l} = 0.0857 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.085 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

$$\frac{h}{l} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

$$l < 8m \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Schéma de ferrailage

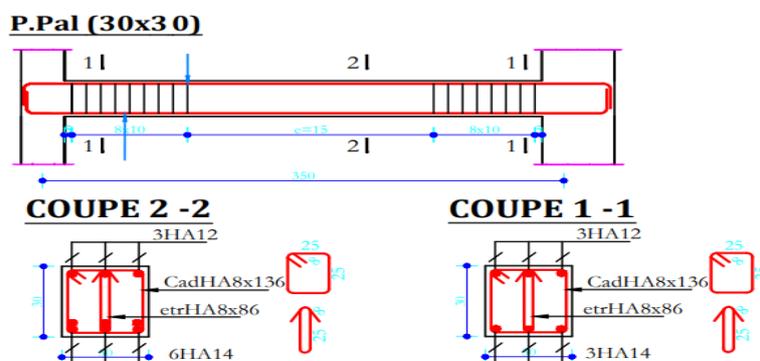


Figure 18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5 Etude de l'acrotère

Hypothèses de calcul

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1 ml
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée

Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture comme elles sont montrées sur la figure

$$S = 0.0585m^2$$

Evaluation des charges

Poids propre et la surcharge d'exploitation

$$G=2.11kn/m \text{ et } Q=1kn/ml$$

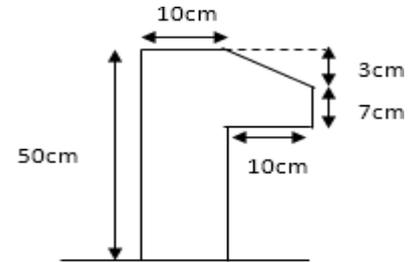


Figure 19 : schéma de l'acrotère

La force sismique

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A= 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.86 = 0.89KN$$

Calcul des sollicitations

➤ **Calcul du centre de pression**

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$X_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$$

$$Y_c = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$x_c = 6.49cm$$

$$y_c = 27.83cm$$

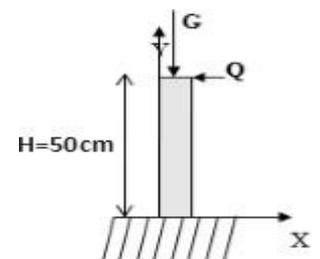


Figure 20 : Les sollicitations sur l'acrotère

L'acrotère est soumis à

$$M_G=0KN.m$$

$$M_Q=Q \times h \Rightarrow M_Q=1 \times 0.50 \Rightarrow M_Q=0.5KN.m$$

$$M_{Fp}=F_p \times Y_c \Rightarrow M_{Fp}=0.89 \times 0.278 \Rightarrow M_{Fp}=0.25KN.m$$

Différentes combinaisons à utiliser :

Tableau 27 : Différentes combinaisons à utiliser

Différentes combinaisons à utiliser			
Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	1.86	2.51	1.86
M (KN.m)	0.75	0.75	0.5
V(KN)	1.89	1.5	1

Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.51} = 29.88\text{cm} \Rightarrow e_0 > \frac{H}{6}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{0.1}{6} = 1.66\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression dont la section est partiellement comprimée

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} = N_u × e, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement)

$$N_{\max} = 2.51\text{KN} \Rightarrow M_{\text{correspondant}} = 0.75\text{KN.m} \quad (A_1)$$

$$M_{\max} = 0.75\text{KN.m} \Rightarrow N_{\text{correspondant}} = 1.5\text{KN} \quad (A_2)$$

$$N_{\min} = 1.86\text{KN} \Rightarrow M_{\text{correspondant}} = 0.75\text{KN.m} \quad (A_3)$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.86\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.09$$

$$\alpha = 0.118 \quad ; \quad z = 0.076\text{m} \quad ; \quad A = 0.32\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.25\text{cm}^2$$

Le calcul des autres cas est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Le calcul des autres cas

section	M _{ua} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{FS} (cm ²)	A ^{FC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
A ₂	0,79	0,007	0,008	0,079	0,24	0,02	0,96
A ₃	0,81	0,007	0,009	0,08	0,25	0,02	0,96

Max (A₁ ; A₂ ; A₃) = A₁ = 0.32cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

A_{min} = 0.23 × b × d × $\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 0.96cm² ⇒ A < A_{min} ⇒ on adopte

A_S = 4HA 8 = 2.02cm² /ml

- **Armature de répartition :**

A_r = $\frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ⇒ soit : 4HA6 = 1.13cm²

- **L'espacement :**

Armature principale

S_t = $\leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$; soit S_t = 25 cm

Armature de répartition

S_t = $\leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$; soit : 25 cm

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

V_u = F_p + Q = 0.89 + 1 = 1.89KN

τ_u = V_u / (b × d) = 1.89 × 10⁻³ / (1 × 0.07) = 0.027MPa

$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5 ; 4 \text{ Mpa})$

$\bar{\tau}_u \leq \min(3.33 ; 4 \text{ Mpa})$ $\bar{\tau}_u \leq 3.33 \text{ Mpa}$

τ_u ≤ $\bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Calcul à l'ELS : D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

Position de l'axe neutre :

d = 0.07m

c = e_G - h / 2

Tel que e_G : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section

$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{0.5}{1.86} = 0.27 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05$

⇒ c = 0.27 - 0.05 = 0.22m (C < 0 et y_c > 0) ; c à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$p = -3 \times 0.2^2 + (0.07 + 0.20) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1151 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.20)^3 - (0.07 + 0.20)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0146 m^3$$

On remplaçant p et q dans (*), sa résolution donne : $\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 = 1.68 \times 10^{-2} < 0$

Donc il existe trois racines réelles, dont on garde celle qui convient à l'intervalle suiv

$$y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.222$$

$$-C \leq y_c \leq h - C \quad \rightarrow \quad 0,20 \leq y_c \leq 0,30 \quad \rightarrow \quad y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0.39$$

$$y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0.168$$

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.392 \\ \phi = \cos^{-1} \frac{3p \sqrt{\frac{-3}{p}}}{2q} = 166.26^\circ \end{cases}$$

1. Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 9.72 \times 10^{-5} m^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 0.42 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 13.77 MPa < \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa ; FN \end{cases}$$

➤ Schéma de ferrailage

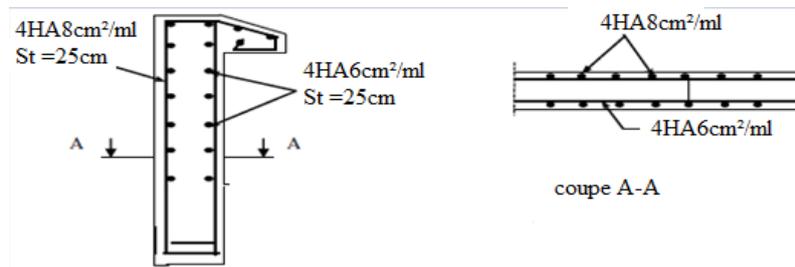


Figure 21 : schéma de ferrailage de l'acrotère

Conclusion

Dans ce chapitre, on a choisi une meilleure disposition des poutrelles dans les planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité. Cette étude a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. De plus, nous avons opté pour un calcul de deux types de dalles, l'une sur trois appuis, l'autre sur deux appuis. Dans cette partie aussi, on a effectué une étude sur un seul type d'escalier à deux volées. Ensuite, nous nous sommes ensuite intéressés à l'étude de l'acrotère.

Chapitre IV

Chapitre IV. Etude Sismique

IV.1 Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer au moins une protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux risques du séisme, par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les quatre aspects essentiels de la conception qui sont :

- La résistance
- L'aspect architectural
- L'économie.
- La sécurité

L'étude sismique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul très compliqué. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des méthodes qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Dans certains cas de bâtiments, on ne peut pas éviter certaines formes qui sont asymétriques. Le concepteur doit prendre en compte les recommandations et satisfaire aux conditions de sécurité exigées par le règlement parasismique (mode de vibration, effort sismique à la base, effet P-D, déplacement de la structure, etc.).

Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

Zone sismique (A3.1./RPA99/2003) :

Selon la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas (l'annexe I) du RPA, La wilaya de BEJAIA est classée comme une zone de moyenne sismicité (IIa) .

Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003) :

Pour les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : H=26,17m) sont classées comme des ouvrages courants (importance moyenne : Groupe 2).

Site (A3.3. /RPA99/2003) :

Selon le rapport du sol, le site de notre projet est classé comme site 4.

Tableau 29 : Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70
S ₄ ⇒ T _{1(sec)} = 0.15 ; T _{2(sec)} = 0.70				

Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003)

L’objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l’attribution pour chacune des catégories de cette classification, d’une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3) du **RPA**. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d’efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Le système de contreventement retenu pour notre structure, est une structure en béton contreventé par portiques et voiles. Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles.

- **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ;
- **Système 4 a** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction portiques -voiles ;
- **Système 4b** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA).

Configuration du bloc (A3.5./RPA99/2003)

Un bâtiment est classé régulier s’il est à la fois régulier en plan et en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l’un de ces critères n’est pas satisfait ; selon l'article A3.5.1 (a3-Figure 3.2) :

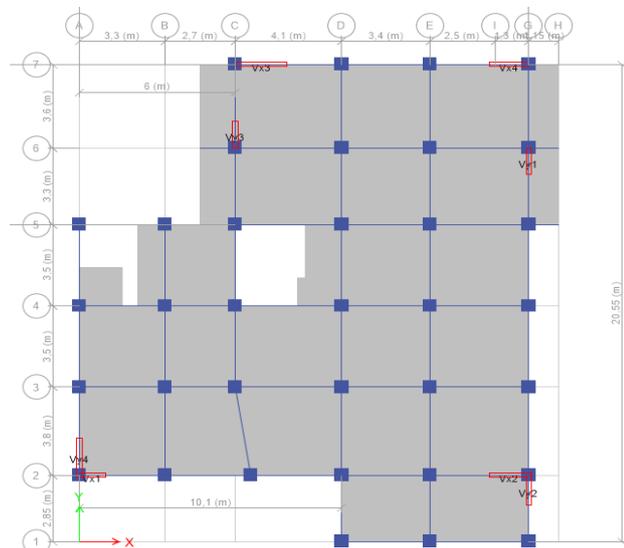
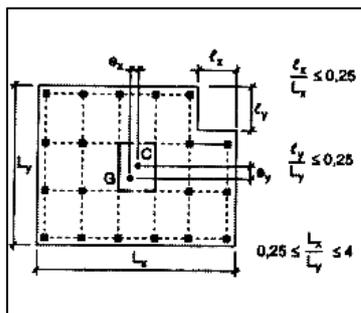


Figure 22 : Limite des décrochements en plan.

Pour notre bâtiment :

$$\begin{cases} l_x = 6.3m \\ L_x = 17.60m \end{cases} \Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = 0.35 > 0.25 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\begin{cases} l_y = 7.2m \\ L_y = 20.85m \end{cases} \Rightarrow \frac{l_y}{L_y} = 0.34 > 0.25 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

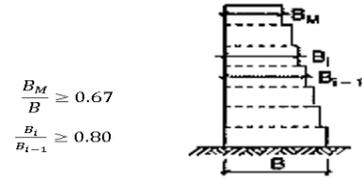


Fig.IV.2 : Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment : on n'a pas le même plan dans tous les étages

- **Bâtiment irrégulier en plan et irrégulier en élévation**
- **Bâtiment irrégulier**

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

Méthodes utilisables (A4.1.1. /RPA99/2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique
- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléro – grammes Méthode d'analyse modale spectrale

Condition d'application la méthode statique équivalente (A.4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes ; pour notre cas :

- Le bâtiment présente une configuration irrégulière
- Zone IIa
- Groupe d'usage 2
- La hauteur du bâtiment $H = 29,1 \text{ m} > H_{\max} = 23\text{m}$
- La M.S.E n'est pas applicable

Analyse Sismique Dynamique Modale Spectrale (A4.1.3. /RPA99/2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Principe de Modélisation (A4.3.2. /RPA99/2003)

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par :

- Un modèle tridimensionnel (Analyse 3D)
- Un modèle encastré à la base

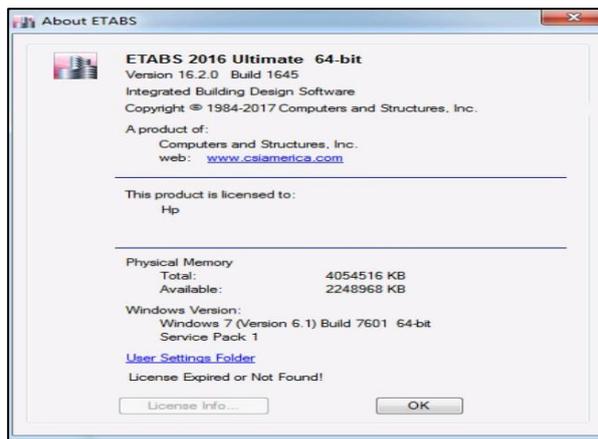
- Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (Diaphragme rigide) avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3 Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments. La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degrés de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de (DDL), en tenant compte de la masse possible, de la rigidité de tous les éléments de la structure et de l'amortissement.

Programme utilisé pour la modélisation

- ❖ Version : Version 16.2.0
- ❖ Nom du programme : Extended 3D Analysais of Building System
- ❖ Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA



Le logiciel ETABS version 16.2.0

ETABS est un logiciel destiné à la conception et à l'analyse des structures de la catégorie bâtiment. Il permet de modéliser facilement tous types de bâtiments. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. C'est un logiciel performant utilisé dans le domaine de modélisation des structures de bâtiment en génie civil est ETABS (**E**xtended **T**hree **D**imensions **A**nalyses of **B**uilding **S**ystems). Ce logiciel permet ferrailer les éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.Etc.). Grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle additionnelle.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

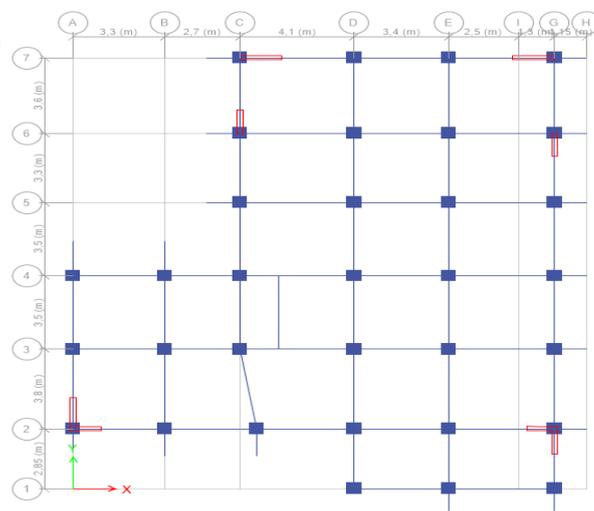


Figure 23 : Vue en plan des éléments structuraux (Poteaux-Voiles) de la superstructure

IV.4 Paramètres utilisés pour l'étude sismique (A4.2.3.RPA99/2003)

Coefficient d'accélération de zone A :

A : c'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage

Pour notre cas on a :

- ❖ Zone IIa
- ❖ Groupe 2
- **A=0.15** ; selon le tableau 4.1(RPA99/version 2003)

Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$

Tableau 30: Détermination de facteur de qualité Q

Valeur des pénalités P_q	Observation	P_q / xx	Observation	P_q / yy
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôles de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale		$Q_x=1.2$		$Q_y=1.2$

Coefficient de comportement global de la structure "R"

Coefficient de comportement global de la structure. Il est donné par le tableau 4.3(R.P.A99/2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4(R.P.A99/2003). Pour ce projet, on considère un contreventement mixte assuré par Voiles-Portiques avec interaction, donc $R=5$

Coefficient de pondération "β"

Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation RPA99/v2003 (Tableau 4.5)

- Bâtiments d'habitation ⇒ β=0.2
- Commerce ⇒ β=0.6

A partir de la valeur du β, on peut déterminer le poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec :} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

w_{Gi}: poids dû aux charges permanentes

w_{Qi}: charges d'exploitations

$$W = 25637,1223KN$$

Pourcentage critique d'amortissement "ξ (%)"

Tableau 31 : Détermination du "ξ (%)" Selon le tableau 4.2 (R.P.A99/2003)

Remplissage	Portique		Voile ou maçonnerie
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Remarque : donc on opte pour Portiques et Voiles ⇒ ξ = 7%

Spectre de réponse sismique (A4.2.3. R.P. A99/2003)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & ; \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & ; \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & ; \quad T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (A=0,15)

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.882$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (ξ =7%)

R : Coefficient de comportement de la structure (R=5)

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T1= 0,15 / T2= 0,70)

Q : Facteur de qualité (Q=1,2)

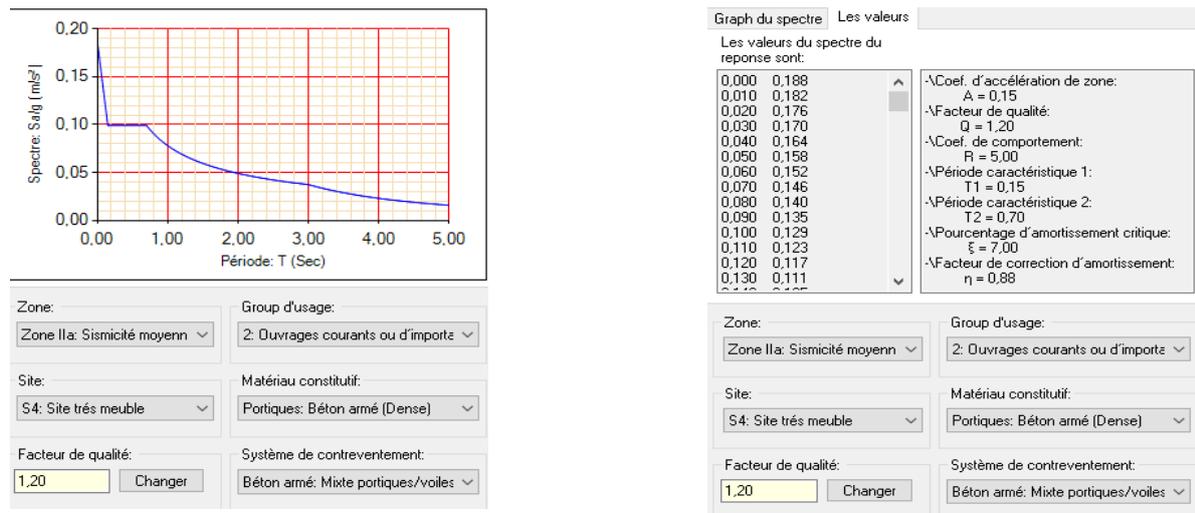


Figure 24 : Spectre de réponse sismique de calcul utilisé selon le RPA99/2003

IV.5 Résultats de l'analyse sismique dynamique modale spectrale

Taux de participation massique

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le RPA99/2003 sont présentés ci-dessous

Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer

Tableau 32 : Périodes / Participation massiques et nombre de modes à considérer

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	RZ
		sec						
Modal	1	0,739	0,713	0,0053	0,713	0,0053	6,88E-06	6,88E-06
Modal	2	0,667	0,0043	0,7266	0,7173	0,732	0,0021	0,0021
Modal	3	0,566	2,00E-06	0,0008	0,7173	0,7328	0,6965	0,6944
Modal	4	0,262	0,1067	0,0051	0,824	0,7379	0,7101	0,0136
Modal	5	0,244	0,0063	0,1121	0,8302	0,85	0,7108	0,0008
Modal	6	0,195	0,0157	1,35E-05	0,8459	0,8501	0,8309	0,12
Modal	7	0,138	0,0306	0,0152	0,8766	0,8652	0,8347	0,0039
Modal	8	0,131	0,0148	0,0325	0,8914	0,8978	0,8396	0,0049
Modal	9	0,105	0,0042	0,0003	0,8956	0,8981	0,85	0,0104
Modal	10	0,098	0,0029	0,0109	0,8985	0,909	0,8536	0,0035

Modal	11	0,094	0,0094	0,0023	0,9079	0,9113	0,8932	0,0397
Modal	12	0,083	0,0037	0,0109	0,9116	0,9222	0,8975	0,0043
Modal	13	0,08	0,0006	0,002	0,9122	0,9242	0,8994	0,0019
Modal	14	0,077	0,0184	0,0039	0,9306	0,9281	0,9027	0,0033

Commentaire :

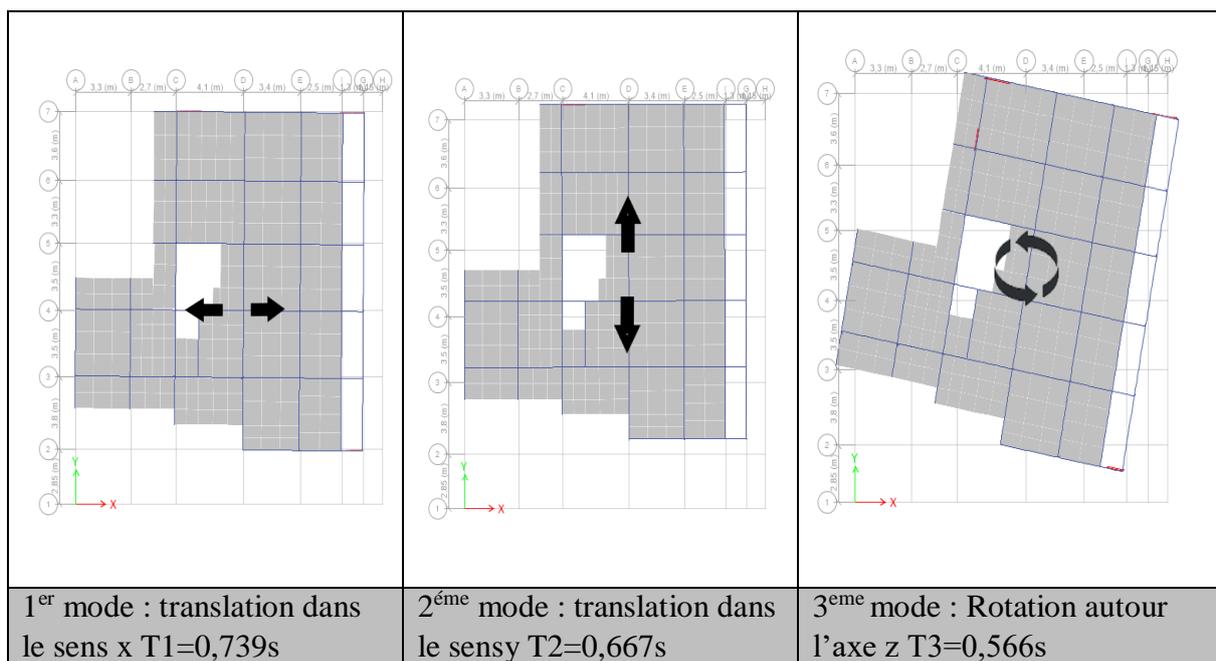
Le 1er mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe X avec un taux de participation égale à 71,3%

Le 2eme mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Y avec un taux de participation égale à 72,66%

Le 3eme mode de vibration : est un mode de translation suivant l'axe Z avec un taux de participation égale à 69,44%

On remarque qu'après 8 modes, la masse vibrante globale atteint 90% dans les trois directions. Ces modes peuvent donc être retenus pour la suite de l'analyse sismique.

Mode de vibration de la structure



IV.6 Effort tranchant à la base (Réponse sismique totale de la structure)

Selon l'article A.4.3.6 /R.P.A99/03, la résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_S pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D < 0.80 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V_S/V_D$.

Selon l'article A.4.2.3 /R.P.A99/03, la force sismique totale VS, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.3)$$

T : Période fondamentale de la structure (A4.2.4 R.P. A99/2003):

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

$$\begin{cases} c_T = 0.05 \\ h_n = 29.1m \end{cases} \Rightarrow T = 0.626s$$

$$(4.7) \begin{cases} T_x = 0.624s \\ T_y = 0.573s \end{cases}$$

$$T_x = \min(0.626 ; 0.624) = 0.624s$$

$$T_y = \min(0.626 ; 0.573) = 0.573s$$

Donc, la période choisie pour le calcul du facteur D :

$$T_{\text{calculée}} \leq T_2 = 0.7s \Rightarrow D = 2.5 \eta \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.21 \\ D_y = 2.21 \end{cases}$$

$$V = 2039,69 \text{KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 33 : Effort tranchant à la base

Sens	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique} (KN)	Observation
X-X	1750,01	1631,75	Vérifiée
Y-Y	1838	1631,75	Vérifiée

Le RPA exige de comparer la période obtenue par la méthode spectrale a la période statique majeure de 30% (art 4.4.2 RPA) :

$$T_{\text{analytique}}^x = 1.3 T_{\text{statique}}$$

$$T_{\text{analytique}}^x = 0.739s \leq 1.3 \times 0.624 = 0.811s$$

$$T_{\text{analytique}}^y = 0.667s \leq 1.3 \times 0.573 = 0.745s$$

Justification sismique de la structure

Justification de l'interaction voiles-portiques RPA99 (Art.3.4.4). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Charges verticales et horizontales reprises par les portiques et voiles.

Tableau 34 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Sous charge horizontale								
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 25\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 75\%$								
NIV	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
E7	309.7322	54.8877	84.94	15.05	260,8005	55,8247	82.36	17.63
E6	434.8797	91.3849	82.63	17.36	483,8619	97,2634	83.26	16.73
E5	481.6911	249.3749	65.88	34.11	576,5661	239,7914	70.62	29.37
E4	710.7072	228.6141	75.66	24.33	836,0593	227,8634	78.58	21.41
E3	762.1613	369.8261	67.32	32.67	924,9279	362,6652	71.83	28.16
E2	922.5657	363.3985	71.74	28.25	1136,8217	335,7182	77.20	22.79
E1	908.8022	507.5057	64.16	35.83	1139,8497	470,5084	70.78	29.21
RDC	917.8739	664.0805	58.02	41.97	1160,3709	610,8413	65.51	34.48
ES	996.3212	689.6307	59.09	40.90	1155,4521	639,8336	64.36	35.63

Tableau 35 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Sous charge verticale				
$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \geq 80\% ; \frac{\sum F_{\text{Voiles}}}{\sum F_{\text{Portiques}} + \sum F_{\text{Voiles}}} \leq 20\%$				
Niveau	Charge verticale (KN)		% charge verticale (KN)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E7	2453,2101	287,3212	89.51	10.49
E6	4604,2055	683,1158	87.08	12.92
E5	6800,7664	1090,0673	86.18	13.82
E4	9518,3295	1527,5306	86.17	13.83
E3	12446,5067	1988,0619	86.22	13.8
E2	15585,991	2343,7297	86.92	13.1
E1	18674,408	2750,4422	87.16	12.84
RDC	22122,6478	3043,4234	87.90	12.09
ES	25630,7413	3494,2567	88	11.99

• Commentaire : L'interaction voiles- portiques est vérifiée sous chargement vertical et horizontal pour tous les étages

IV.7 Vérification de l'effort normal réduit

La vérification à l'effort normal réduit est exigée pour éviter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{ RPA99/version 2003 (Art 7.4.3.1)}$$

N_d : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 36 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	b(m)	h (m)	B _c (m ²)			
E7	0.35	0.35	0,1225	208,3513	0,0680	vérifiée
E6	0.40	0.40	0,16	352,2154	0,0880	vérifiée
E5	0.40	0.40	0,16	526,857	0,1317	vérifiée
E4	0.45	0.45	0,2025	728,0111	0,1438	vérifiée
E3	0.45	0.45	0,2025	944,5901	0,1865	vérifiée
E2	0.50	0.50	0,25	1179,121	0,1886	vérifiée
E1	0.50	0.50	0,25	1418,4275	0,2269	vérifiée
RDC	0.55	0.55	0,3025	1624,208	0,2147	vérifiée
ESOL	0.55	0.55	0,3025	1673,7026	0,2213	vérifiée

Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P. A99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

• **Commentaire** : l'excentricité accidentelle additionnelle $\pm 0.05 L$ est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques e_x et e_y .

IV.8 Justification de la sécurité de l'ouvrage

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après sont satisfaits simultanément :

Justification vis-à-vis les déformations (A.5.10. R.P. A99/2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues :

Vérification de déplacement inter-étages

Tableau 37 : Vérification de déplacement inter-étages sens X-X

Sens X-X							
Etage	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δk (mm)	hk(mm)	$\Delta k/hk < 0,01$	observation
E7	18,58	92,9	84,33	8,57	2890	0,0029	vérifier
E6	16,866	84,33	75,585	8,745	2890	0,0030	vérifier
E5	15,117	75,585	64,945	10,64	2890	0,0036	vérifier
E4	12,989	64,945	53,925	11,02	2890	0,0038	vérifier
E3	10,785	53,925	41,595	12,33	2890	0,0042	vérifier
E2	8,319	41,595	29,085	12,51	2890	0,0043	vérifier
E1	5,817	29,085	16,74	12,345	2890	0,0042	vérifier
RDC	3,348	16,74	4,65	12,09	3400	0,0035	vérifier
ES	0,93	4,65	0	4,65	2890	0,0016	vérifier

Tableau 38 : Vérification de déplacement inter-étages sens Y-Y

Sens Y-Y							
Etage	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δk (mm)	hk(mm)	$\Delta k/hk < 0.01$	observation
E7	15,391	76,955	71,105	5,85	2890	0,0020	vérifier
E6	14,221	71,105	63,55	7,555	2890	0,0026	vérifier
E5	12,71	63,55	54,91	8,64	2890	0,0029	vérifier
E4	10,982	54,91	45,485	9,425	2890	0,0032	vérifier
E3	9,097	45,485	35,645	9,84	2890	0,0034	vérifier
E2	7,129	35,645	25,6	10,045	2890	0,0034	vérifier
E1	5,12	25,6	15,265	10,335	2890	0,0035	vérifier
RDC	3,053	15,265	4,45	10,815	3400	0,0031	vérifier
ES	0,89	4,45	0	4,45	2890	0,0015	vérifier

• Commentaire :

Le déplacement inter-étages est inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

IV.9 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ

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 (A.5.9. R.P.A99/2003)

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{v_K \times h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

v_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Vérification de l'effet P- Δ Tableau 39 : Vérification de l'effet P- Δ

Étage	h_k (m)	P_k (kn)	Selon X			Selon Y		
			ΔK_x (mm)	V_{kx} (kN)	θ_{kx} (mm)	ΔK_y (mm)	V_{ky} (kN)	θ_{ky} (mm)
E7	2.89	2531,6288	8,57	352,0298	0,0213257	5,85	363,7995	0,0140862
E6	2.89	4757,9886	8,745	621,2537	0,0231748	7,555	643,6512	0,0193245
E5	2.89	7027,2884	10,64	863,1753	0,0299731	8,64	894,4027	0,0234893
E4	2.89	9767,7177	11,02	1104,1737	0,0337317	9,425	1143,388	0,0278601
E3	2.89	12715,1776	12,33	1322,8503	0,0410087	9,84	1372,5261	0,0315427
E2	2.89	15767,9393	12,51	1503,6862	0,0453917	10,045	1564,4432	0,0350321
E1	2.89	18821,3573	12,345	1636,0519	0,0491413	10,335	1709,4065	0,0393747
RDC	3.40	22114,4115	12,09	1721,3779	0,0456821	10,815	1805,5896	0,0389586
ES	2.89	25637,1223	4,65	1750,0076	0,0235713	4,45	1838,0003	0,0214776

Commentaire : L'effet P- Δ est négligeable dans les deux directions du bâtiment

Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble (A.5.5. R.P. A99/2003)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions de calcul. Selon l'article (A.4.4.1. R.P. A99/2003), le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

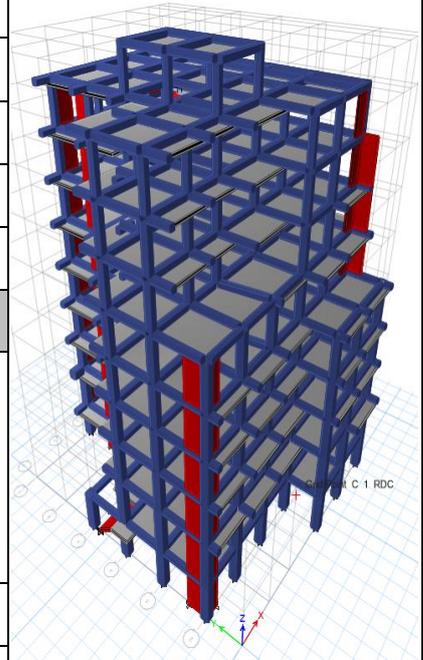
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour cela, on va vérifier cette vérification dans la partie infrastructure (Fondation).

Caractéristiques géométriques et structurales de la structure

Tableau 40 : Caractéristiques géométriques et structurales de la structure

L'éléments linéaires (Frame Sections)		Modélisation 3D de la Super-structure
Poutres (Beams)	Poutres Principale : (30x35) cm ²	
	Poutres Secondaire : (30x30) cm ²	
Poteaux (Columns)	Poteaux R.D.C-ES : (55 x55) cm ²	
	Poteaux étages 1-2: (50 x 50) cm ²	
	Poteaux étages 3-4: (45x 45) cm ²	
	Poteaux étages 5-6: (40x 40) cm ²	
	Poteaux étages 7: (35x35) cm ²	
Éléments Surfaiques (Walls /Slab /Deck, Sections)		
Voiles (Walls)	Épaisseur : e= 20 cm (ES, RDC, E1, E2, E3, E4, E5, E6, E7)	
Dalles Pleines (Slab)	DP : G	
Plancher corps creux (Deck) 20cm(16 + 4)	T.I:	
	Habitation	
	Commerce :	



IV.10 Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA 99/2003. Cela nous permet de conserver notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

Chapitre V. Etude Des Eléments Structuraux

V.1 Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, de poutres et de voiles, liés rigide-ment et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable. Nous avons utilisé le logiciel d'analyse des structures (ETABS 2016) pour la détermination des efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calculs.

V.2 Étude des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, soumises à un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de déterminer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres : les poutres principales, qui servent d'appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires, qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA 99 Version 2003** et celles données par le **BAEL 91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts fournis par le logiciel ETABS, combinés selon les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA 99 Version 2003** suivantes :

- | | | |
|--------------------|----------------|----------------|
| 1). $1.35G+1.5Q$; | 2). $G+Q$; | 3). $G+Q+Ea$; |
| 4). $G+Q-E$; | 5). $0.8G+E$; | 6). $0.8G-E$. |

V.2.2. Recommandations du RPA99v2003

a. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% & \text{en zone courante} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

Les poutres supportant de faibles charges verticales (poutre secondaire) sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

$St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l)$ en zone nodale

$St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau 41 : Sollicitations des poutres non associées aux voiles.

Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU	ELA	ELS		/
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	34,56	80,73	24,32	30,36	119,39
Secondaire	10,5	32,33	7,68	21,92	28,58
B2	25,34	73,59	18,53	22,9	105,48

Tableau 42 : Sollicitations des poutres associées aux voiles.

Poutres	Moment statique (KN.m)				V _{max} (KN)
	ELU	ELA	ELS		/
	Travée	Appui	Travée	Appui	/
Principale	17,90	106,84	12,39	18,88	88,4
Secondaire	13,77	62,76	7,8	10,02	78,32

V.2.3. Calcul du ferrillage :

a. Armature longitudinale :

Tableau 43 : Ferrillage des Poutres non associées aux voiles.

		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (BAEL)	A _{min} (RPA)	A ^{adop} (Cm ²)
PP(B60 – ES)	Travée	34,56	3.23	1.16	5.25	3HA12=3.39cm ²
	Appui	80,73	6.83			3HA12+3HA14 =8.01cm ²
Secondaire (47)	Travée	10.5	1.14	0.97	4.5	3HA12=3.39cm ²
	Appui	32,33	3.13			3HA12=3.39cm ²
B60	Travée	25,34	2.34	1.16	5.25	3HA12=3.39cm ²
	Appui	73.59	6.18			6HA12 =6.79cm ²

Tableau 44 : Ferrillage des Poutres associées aux voiles.

		M _u (KN.m)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (BAEL)	A _{min} (RPA)	A ^{adop} (Cm ²)
PP(B31)	Travée	17,90	1.64	1.16	5.25	3HA12=3.39cm ²
	Appui	106,84	9.32			3HA16+3HA12= 9.42cm ²
Secondaire	Travée	13,77	1.5	0.97	4.5	3HA12=3.39cm ²
	Appui	62,76	6.35			6HA12=6.79cm ²

b. Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t : Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par : $\phi \leq \min(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$

$$P_p = \phi_t \leq \min(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2) \Rightarrow \phi_t \leq 1cm$$

$$P_s = \phi_t \leq \min(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.2) \Rightarrow \phi_t \leq 0.857cm$$

Soit $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4AH8 = 2.01cm$ (1 cadre + 1 étrier) de T8 pour toutes les poutres

Calcul des espacements des armatures transversales : $S_t < \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Rightarrow s_t = 10cm \\ P_s \Rightarrow s_t = 10cm \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(\frac{h}{2}; 12\phi_{min}) \Rightarrow \begin{cases} P_p \Rightarrow s_t = 15cm \\ P_s \Rightarrow s_t = 15cm \end{cases}$$

Vérification des sections d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{min} = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2 < A_t^{adoptée} = 2.01cm^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 : (7.5.2.1)

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42cm^2 > A_{adopté}$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63cm^2 > A_{adopté}$$

$$\text{Longueurs de recouvrement} \begin{cases} \phi = 16mm \Rightarrow l_r = 65cm \\ \phi = 12mm \Rightarrow l_r = 50cm \end{cases}$$

V.2.5. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité**

$$A^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} P_p : A^{min} = 1.16cm^2 \leq A^{cal} \\ P_s : A^{min} = 0.98cm^2 \leq A^{cal} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Contrainte tangentielle maximale : Il faut vérifier que

$$FPN \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Contrainte tangentielle maximale

Poutres	$V^{max}(kn)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	Observation
Principale	119.39	1.25	3.33	Vérifié
B2	105,48	1.2	3.33	Vérifié
Secondaire	28,58	0.35	3.33	Vérifié

V.2.6. Vérification à L'ELS

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

Tableau 46 : Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	Ms(KN.m)	As(cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes		Obs
						σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Principale	Travée	24,32	3.39	8.56	34210.92	6.08	15	Vérifié
	Appui	30,36	8.01	12.5	65218.29	5.92		Vérifié
Secondaire	Travée	7,68	3.39	8.02	23476.72	2.62	15	Vérifié
	Appui	21,92	3.39	8.02	23476.72	7.49		Vérifié
B2	Travée	18,53	3.39	8.56	34210.92	4.64	15	Vérifié
	Appui	22,9	6.79	11.73	57987.05	4.63		Vérifié

V.2.7. Etat de déformation

Etat limite de déformation d'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile

Si : $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$; $\frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 47 : Etat limite de déformation

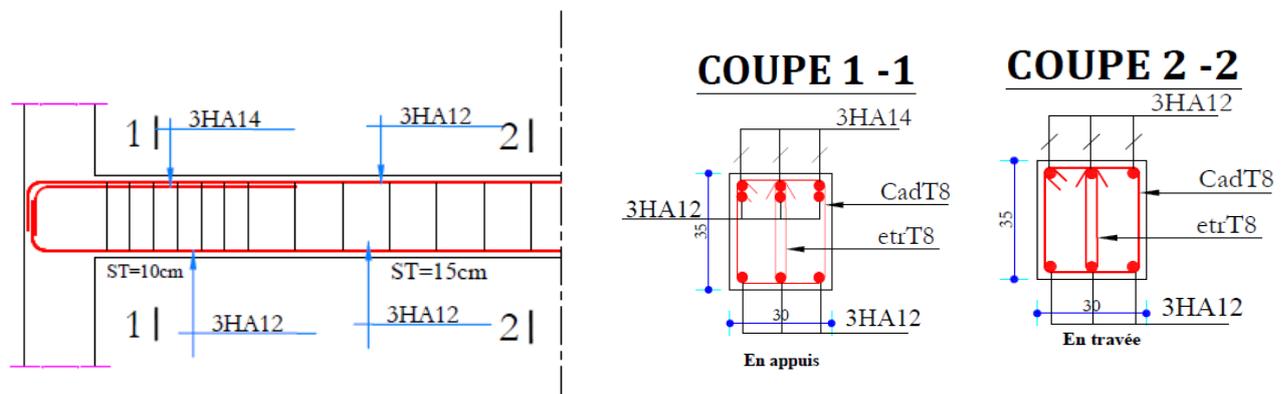
Poutres	h(cm)	b(cm)	L(cm)	As(cm ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Obs
Principale	35	30	4.1	3.39	0.085 > 0.062	0.085 > 0.031	0.003 < 0.01	Vérifié
Secondaire	30	30	3.8	3.39	0.078 > 0.062	0.067 > 0.04	0.003 < 0.01	Vérifié
B2	35	30	4.1	3.39	0.085 > 0.062	0.085 > 0.02	0.003 < 0.01	Vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

Pour le cas des poutres associé aux voiles l'extrémité sera considère comme un appui et sera ferrillé comme un appui.

V.2.8. Schéma de ferrailage



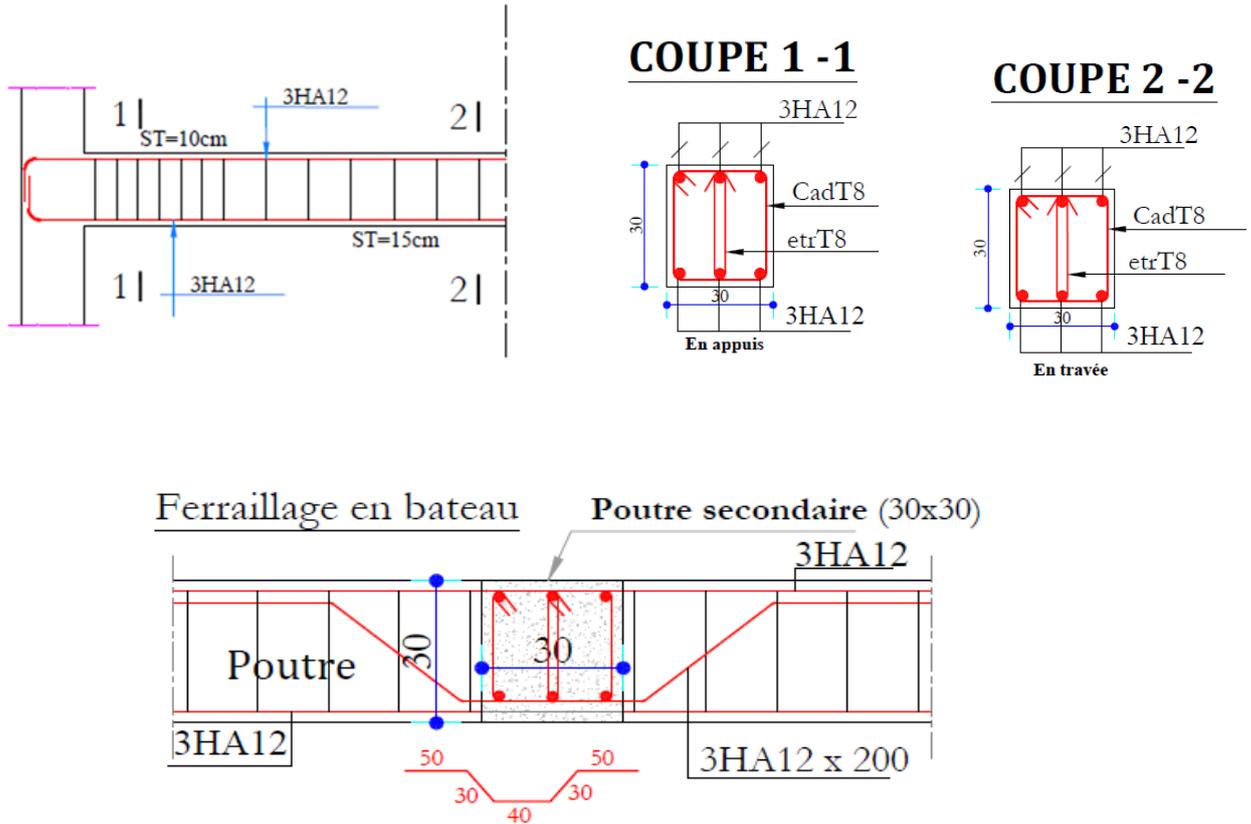


Figure 25 : schéma de ferrailage (Poutre secondaire – Poutre principale – Ferrailage en bateau)

V.3 Étude des poteaux

Les poteaux sont soumis aux efforts normaux et aux moments de flexion dans les deux sens. Pour cela, ils seront ferrillés en flexion composée en utilisant les sollicitations les plus défavorables conformément aux combinaisons de calcul exigées par les règlements :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Le ferrillage adopté sera le maximum obtenu avec ces sollicitations :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} ; M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} ; N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

V.3.1. Recommandations du RPA99/v2003

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal $A_{\min}=0,8\%$ de la section du béton en Zone IIa.

Le pourcentage maximal :

- $A_{max} = 4\%$ en zone courante
- $A_{max} = 6\%$ en zone de recouvrement

$\phi_{min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

La zone nodale (Figure V.1.)est définie par l' et h

$$l' = e \times h$$

$$h' = \max (he/6 ; b_1; h_1; 60cm)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

he : Hauteur d'étage

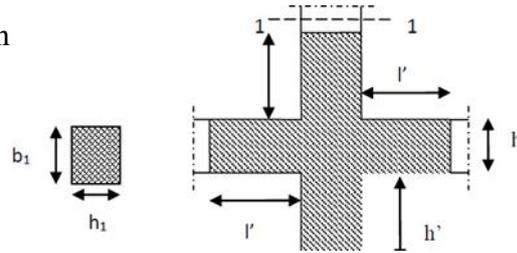


Figure 26 : Schéma représentatif de la zone nodale.

Armatures transversales (7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times v_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : espacement entre les armatures transversales (Z.IIa), il est limité à :

$$t' \leq 15\phi \text{ min en zone courante}$$

$$t \leq (10\phi \text{ min}; 15cm) \text{ en zone nodale}$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

$$2,5 \text{ si } \lambda g \geq 5$$

$$3,75 \text{ si } \lambda g < 5$$

Avec $\lambda g = (l / a \text{ ou } lf / b)$ l'élançement géométrique et a et b , les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armature transversale minimale :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda g < 5 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

V.3.2. Les sollicitations maximales

Les sollicitations résultantes des combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel ETABS2016 et résumées dans le tableau suivant :

Tableau 48 : Sollicitations maximales dans les poteaux non associés aux voiles

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
E-sol +RDC	1821,75	9,59	143,88	-1432,55	393,59	89,99	151,22
1 ⁺² ème étage	1418,43	59,47	139,48	-1197,79	221,37	63,37	139,71
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	969,34	41,39	101,89	-830,29	50,16	46,99	112,42
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	597,81	40,86	84,57	-496,60	-42,26	51,64	91,78
7 ^{ème} étage	257,53	36,74	58,85	-208,35	-24,42	16,76	62,89

V.3.3. Calcul du ferrailage

Nous allons exposer dans ce qui suit un exemple de calcul d'un poteau du Sous-sol non associé aux voiles.

Ferrailage longitudinal

Données : $M_{max}=143.88$ KN.m et $N_{corresp} = 1432.55$ KN

$b=55$ cm ; $h=55$ cm ; $d= 52$ cm

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 494.85 \text{KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.1 < \frac{h}{2} = 0.25 \Rightarrow N$ est un effort normal de compression et C le centre de pression se situe à l'intérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0.207 \text{MN.m} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = 0.692 \text{MN.m}$$

Donc la section se calcule par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.234 ; \alpha = 0.338 ; Z = 0.443$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = -8.25 \text{cm}^2$$

$A < 0 \Rightarrow$ On ferraille avec A_{min}

Le ferrailage longitudinal des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant

Tableau 49 : Le ferrailage longitudinal des différents niveaux

Niveau	Section	N(KN)	M(KN.m)	Type	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{RPa}^{min}(cm^2)$	$A_{choisit}(cm^2)$	Ferrailage
E sol +RDC	55×55	1821,752	9,5904	SEC	0	24.2	28.65	4HA20+8H A16
		-393,5917	89,993	SET	9.51			
		1432,55	143,8789	SEC	0			
1 ^{er} et2 ^{ème} étage	50×50	1418,427	59,4657	SEC	0	20	20.36	4HA16+8H A14
		-221,3652	63,3735	SPC	6.32			
		1197,786	139,4759	SEC	0			
3 ^{ème} et4 ^{ème} étage	45×45	969,3408	41,3897	SEC	0	16.2	18.47	12HA14
		-50,1648	46,9987	SPC	3.51			
		830,287	101,8893	SEC	0			
5 ^{ème} et6 ^{ème} étage	40×40	597,8054	40,8564	SEC	0	12.8	13.57	12HA12
		42,2598	51,6451	SPC	3.09			
		496,6033	84,5664	SPC	0.69			
7 ^{ème} étage	35×35	257,5259	36,7393	SEC	0	9.8	13.57	12HA12
		24,4215	16,7641	SPC	1.01			
		208,3513	58,8454	SPC	2.52			

Ferrailage transversal

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_{bu} = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad ; \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

On a : V=-62,279KN d=52cm

D'où $\tau_{bu}=0.217 < \bar{\tau}_{bu}=1\text{Mpa} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Tableau 50 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Section(cm ²)	l _r (m)	λ_g	ρ_d	b(m)	d(m)	V(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
ES	55×55	2.023	3.68	0.04	0.55	0.52	62,279	0.217	1	Vérifiée
RDC	55×55	2.128	3.869	0.04	0.55	0.52	151,223	0.528	1	Vérifiée
E1 + E2	50×50	2.023	4.046	0.04	0.50	0.47	139,712	0.594	1	Vérifiée
E3 + E4	45×45	2.023	4.496	0.04	0.45	0.42	112,419	0.595	1	Vérifiée
E5 + E6	40×40	2.023	5.05	0.075	0.4	0.37	91,78	0.62	1.875	Vérifiée
E7	35×35	2.023	5.78	0.075	0.35	0.32	62,898	0.561	1.875	Vérifiée

Calcul des armatures transversales

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA : 7.4.2.2)

$$A_t = \frac{\rho \times v_u \times t}{h_1 \times f_e}$$

$\lambda_g = 3.869 < 5$ donc $\rho = 3.75$

$$A_t = \frac{3.75 \times 48.86 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.55 \times 400} \Rightarrow A_t = 1.24 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant contient les résultats de calcul pour les différents niveaux :

Tableau 51 : Calcul des armatures transversales.

Niveaux	ES, RDC	E1 , E2	E3 , E4	E5 , E6	E7
Section (cm ²)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)
min (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l _f	2.128	2.023	2.023	2.023	2.023
λ _g	3.869	4.046	4.496	5.05	5.78
V (KN)	151,22	139,71	112,419	91,775	62,898
t _{z,nodal} (cm)	10	10	10	10	10
t _{z,courante} (cm)	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A _t (cm ²)	3.86	3.93	3.51	2.15	1.68
A _{tadop} (cm ²)	8HA10= 6,28	8HA10= 6,28	6HA10= 4,71	6HA10= 4,71	6HA10= 4,71

V.3.4. Vérification nécessaire

Vérification au flambement

D’après le CBA 93, la relation suivante doit être vérifiée :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 52 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ	N _u (KN)	B _r (m)	B _{r cal} (m)	obs
ES-RDC	(55×55)	2.02	3.68	1821.75	0.270	0.097	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	(50×50)	2.13	4.05	1418.43	0.221	0.076	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	(45×45)	2.02	4.49	969.34	0.176	0.052	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	(40×40)	2.02	5.05	597.81	0.137	0.032	Vérifiée
7 ^{ème} étage	(35×35)	2.02	5.78	257.53	0.102	0.014	Vérifiée

Pas de risque de flambement à tous les niveaux.

Vérification des contraintes

Etant la fissuration peu nuisible, on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour notre cas on a des sections entièrement comprimées donc il faut calculer les paramètres suivants :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad ; \quad V' = h - V$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad ; \quad V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V_+^3 V'^3) + 15A(d - V)^2 + 15A'(V - d')^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 53 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveau	ES, RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (cm ²)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)
d(cm)	52	47	42	37	32
A(cm ²) /Face	10.3	7.1	6.16	4.52	4.52
S(cm ²)	3179.5	3565	2117.5	1667	1293
V(cm)	28.69	25.9	23.35	20.7	18.26
V'(cm)	26.31	24.1	21.65	19.3	16.74
I _{yy'} (cm ⁴)	897651.97	525105.48	375320.61	232131.11	138559.44
N _{ser} (KN)	1324,534	990,28	705,62	435,37	187,945
M _{ser} (KN.m)	6,9688	33,0062	30,1036	29,6944	26,7464
M _{serG} (KN.m)	22.73	41.92	36.10	32.74	28.17
σ _{bc1}	4.89	4.84	12.95	5.53	5.17
σ _{bc2}	3.5	0.85	1.25	-0.11	-1.45
$\frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}}$	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.5. Calcul des poteaux associés aux voiles

Tableau 54 : Sollicitations des poteaux associés aux voiles.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de Section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
ES, RDC	(55×55)	SET	16.93	24.2	4HA20+8HA16
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50×50)	SPC	8.83	20	4HA16+8HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(45×45)	SPC	8.68	16.2	12HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(40×40)	SPC	9.79	12.8	12HA12
7 ^{ème}	(35×35)	SPC	3.87	9.8	12HA12

V.3.6. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

- Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (Mr) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique.

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0.9d \quad ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} ELA: 400MPA \\ ELU: 348MPA \end{cases}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux et poutres sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 55 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveaux	d (cm)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
ES, RDC	52	46.8	10.3	192.82
1 ^{er} et 2 ^{ème}	47	42.3	7.1	120.132
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	42	37.8	6.16	93.14
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	37	33.3	4.52	60.21
7 ^{ème}	32	28.8	4.52	52.07

Tableau 56 : Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Poutres		d(cm)	Z (cm)	As (cm ²)	σ_s	MR (KN.m)
E-S Au 7 ^{ème} étage	PP	Travée	32	28.8	3.39	348	33.97
		Appui			8.01	400	92.27
	PS	Travée	27	24.3	3.39	348	28.67
		Appui			3.39	400	28.67

Tableau 57 : Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	M_N	M_S	M_N+M_S	M_w	$1.25(M_e+M_w)$	observation
Ssol	Pp	192.83	192.83	385.66	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
RDC	Pp	192.83	120.132	312.96	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
1 ^{er} étage	Pp	120.132	120.132	240.26	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
2 ^{eme} étage	Pp	120.132	93.14	213.27	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
3 ^{eme} étage	Pp	93.14	93.14	186.28	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
4 ^{eme} étage	Pp	93.14	60.21	153.35	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
5 ^{eme} étage	Pp	60.21	60.21	120.42	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
6 ^{eme} étage	Pp	60.21	52.07	112.28	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée
7 ^{eme} étage	Pp	52.07	52.07	104.14	33.97	84.93	Vérifiée
	Ps				28.67	71.675	Vérifiée

Conclusion

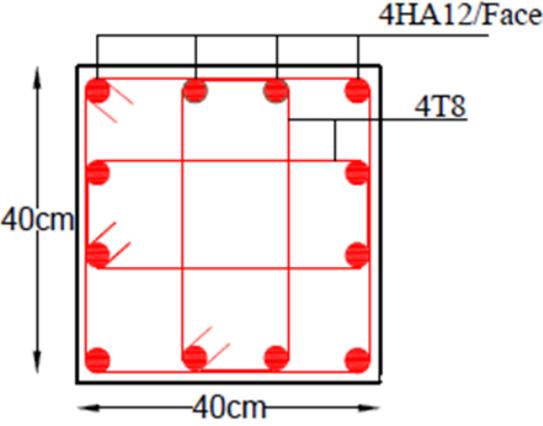
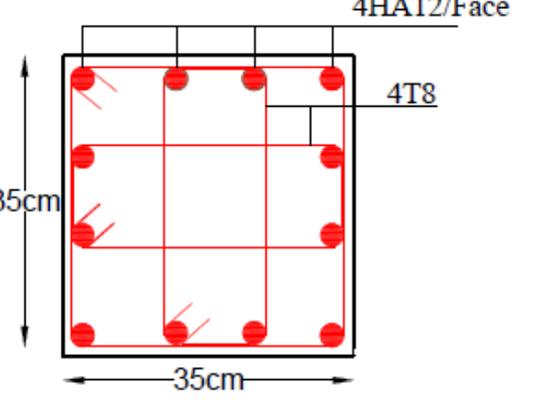
La vérification des zones nodales est justifiée ; ainsi, les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.7. Les schémas de ferrailage

Les schémas de ferrailage sont résumés dans la figure suivante

Tableau 58 : Les schémas de ferrailage dans les différents poteaux

Niveau	Ferrailage	Schéma de ferrailage des poteaux
ES+ RDC	4HA20+8HA16	
1 ^{er} +2 ^{ème} Étage	4HA16+8HA14	
3 ^{ème} +4 ^{étage}	12HA14	

5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	12HA12	
7 ^{ème} étage	12HA12	

V.4 Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA 99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige la mise en place de voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 mètres de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, et leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant
- Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$ 2). $G+Q\pm E$ 3). $0.8G\pm E$

V.4.2. Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t: \text{longueur de la zone tendue} \\ e: \text{épaisseur du voile} \end{cases}$$

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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). Aciers horizontaux :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, à maintenir les aciers verticaux et à les empêcher de fléchir. Par conséquent, ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 30° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes (armature verticales et horizontales)

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h \quad \text{dans la section globale du voile}$$

$$A_{min} = 0.10\% \times b \times h \quad \text{dans la zone courante}$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5 \cdot e, 30\text{cm})$.
- 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.3. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire :

1. calcul les contraintes σ_{max} et σ_{min}

2. on découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur d donnés par :

3. calcul les longueurs ' L_c ' et ' L_t ' :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

A : section transversale du voile

V : bras de levier

I : inertie du voile

L_c : longueur de la zone comprimée

L_t : longueur de la zone tendue

On distingue 3 cas ; le premier est la section partiellement comprimée ; la deuxième section entièrement comprimée ; et la dernière section entièrement tendue.

Tableau 59: Sollicitations maximales

Voiles	Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Vx1	ES-E4	742,86	186,2	194,365	-343,35	404,4182	193,7441	107,61
Vx2 ; Vx4	ES-E3	1249,08	533,20	563,56	-331,39	-478,93	557,166	221,89
	E4-E7	329,09	41,67	144,867	5,174	114,55	77,79	148,67
Vx3	ES-E3	1421,64	904,16	972,57	-85,11	-290,26	961,55	272,044
	E4-E7	497,85	73,88	147,87	303,07	-44,56	63,537	96,465
Vy3 ; Vy4	ES-E3	1025,43	227,19	237,812	123,813	-75,67	236,191	121,61
	E4-E7	455,48	20,65	80,268	316,08	32,32	31,895	90,56
Vy2	ES-E3	1149,47	383,09	383,09	1149,47	-451,06	372,74	198,65
	E4-E7	314,29	67,09	314,29	67,09	-27,44	47,38	52,81
Vy4	ES-E4	1062,5	521,88	1062,5	521,88	-557,944	519,65	206,69

V.4.4. Calcul de ferrailage

On va exposer un exemple de calcul de ferrailage pour le voile Vx1. Les autres seront calculés de la même manière et seront résumés dans un tableau.

Exemple de calcul

Données : L = 1m e = 0.2m d = 0.97m d' = 0.03m

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} : (ES-E4)

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{186.2}{742.86} = 0.25m < \frac{l}{2} = 0.5m$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M h}{I} = \frac{742.86 \times 10^{-3}}{0.2} + \frac{186.2 \times 10^{-3}}{0.0166} \times 0.5 = 9.3Mpa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M h}{I} = \frac{742.86 \times 10^{-3}}{0.2} - \frac{186.2 \times 10^{-3}}{0.0166} \times 0.5 = -1.87Mpa$$

$$l_t = l \frac{\sigma_{min}}{\sigma^+ + \sigma^-} = 0.168 m$$

$$l_c = l - 2l_t = 0.664 \text{ m}$$

→ Section partiellement comprimée

Donc on vérifie la condition suivante : $N_u(d - d') - M_{ua} < (0.5h - d')b \times h \times f_{bu}$

$$742.86 \times 10^{-3}(0.97 - 0.03) - 186.2 \times 10^{-3} = 0.512 < (0.5 \times 1 - 0.03) \times 0.2 \times 1 \times 18.47 = 1.74$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 186.2 \times 10^{-3} + 742.86 \times 10^{-3} \left(0.97 - \frac{1}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 0.535 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.154$$

$$\mu_{bu} = 0.154 < \mu_l = 0.391$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.21$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.88$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z f_{st}} \Rightarrow A = 15.06 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -3.51 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures minimales exigées par le RPA (7.7.4.3)

$$A_{min}^{voile} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 0.2 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{ZT} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(0.2 \times 0.168) = 0.672 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{ZC} = 0.1\%(e \times l_c) = 0.1\% \times (0.2 \times 0.664) = 1.33 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

$$s_t \leq (1.5e; 30 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq (30; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{soit } s_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\gamma_s \times \tau}{0.9 \times f_e}$

$$\tau = \frac{1.4v}{b \times d} = 0.776 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

$$D'où : A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau \times b \times s_t}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_h = 0.86 \text{ cm}^2$$

Tableau 60 : Ferrailage des voiles à tous les niveaux.

Voiles	Vx1	Vx2=Vx4		Vx3		Vy3=Vy1		Vy2		Vy4
Niveaux	ES-E4	ES-E3	E4-E7	ES-E3	E4-E7	ES-E3	E4-E7	ES-E3	E4-E7	ES-E4
Section (m²)	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.23	0.23	0.26	0.26	0.32
Distance(m)	1	1.5		2		1.15		1.3		1.6
N(KN)	742.86	1249.08	114.55	1421.64	303.07	1025.43	316.08	1149.47	314.29	1062.5

M(KN.m)	186.2	533.2	77.79	904.16	147.87	227.19	80.27	383.09	67.09	521.88
Comb	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA
V(KN)	107.62	221.89	148.67	272.04	96.47	121.61	90.56	198.65	52.81	206.7
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$\sigma_{max}(Mpa)$	9.3	11.27	14.19	10.34	18.67	9.61	3.2	11.22	2.42	14.08
$\sigma_{min}(Mpa)$	-1.87	-2.95	-0.655	-3.23	-0.35	-0.69	-0.45	-2.38	-2.57	-10.81
A_1	15.06	27.06	2.75	31.74	5.69	19.36	5.8	24.03	5.27	23.19
Acal(cm ²)	-3.51	-4.71	-0.114	-3.8	-1.89	-6.28	-2.1	-4.71	-2.59	-3.37
A_{min}^{voile} (cm ²)	3	4.5	4.5	6	6	3.45	3.45	3.9	3.9	4.8
A_{min}^{ZT} (cm ²)	0.672	1.24	1.89	1.91	1.27	0.312	0.568	0.912	8×10^{-3}	2.78
A_{min}^{ZC} (cm ²)	1.33	1.76	1.10	2.09	2.74	1.99	1.73	1.69	2.59	0.416
L_t (m)	0.168	0.311	0.474	0.477	0.317	0.078	0.142	0.228	0.002	0.696
L_c (m)	0.664	0.878	0.552	1.046	1.37	0.994	0.866	0.844	1.296	0.208
st(cm)(stt/stc)	15/30	14/28	14/28	14/28	14/28	14/28	14/28	15/30	15/30	14/28
$A_v^{adopté}$ (cm ²)	10HA8	8HA8	9HA8	11HA8	10HA8	6HA8	6HA8	7HA8	5HA8	14HA8
τ (Mpa)	0.776	1.056	0.71	0.966	0.342	0.76	0.566	1.09	0.294	0.912
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	0.86	1.17	0.79	1.07	0.38	0.84	0.63	1.21	0.32	1.01
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
st(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{adopté}$ (cm ²)	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

V.4.5. Schémas de ferrailage

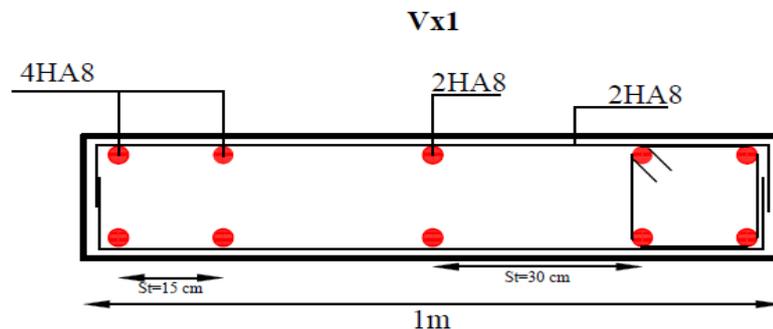


Figure 27 : schéma de ferrailage de voile Vx1

Conclusion :

Les éléments structuraux dans le domaine de la construction jouent un rôle fondamental dans la création de bâtiments solides, surs et fonctionnels, d’après notre étude nous avons choisi le ferrailage qu’il faut en respectant les conditions exigées par les DTR , BAEL91/99 et RPA99/2003.

Chapitre VI

Chapitre VI. Etude Des Fondations

VI.1 Introduction

Les fondations constituent les éléments de transition entre la superstructure et le sol. Elles permettent de reprendre et de transmettre les charges permanentes et variables au sol. Pour cela, elles doivent avoir une bonne conception afin d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage.

VI.2 Choix du type des fondations

Il dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La profondeur d'ancrage
- La capacité portante du sol
- L'importance de l'ouvrage
- La distance entre axes des poteaux

Le rapport de sol nous a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 1.5bars
- Le type de fondation suggéré est superficiel
- L'ancrage est de 4m

D'après le RPA99/V2003(Art10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

Cependant, le calcul à l'ELS a donné les résultats les plus défavorables.

VI.3 Calcul de la surface des fondations

$$S_{fond} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{29220.63 \times 10^{-3}}{0.15} = 194.80 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment : 285.33 m²

N : Effort normal transmis par l'ouvrage à l'ELS

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

$$P = \frac{S_{fond}}{S_{bat}} \times 100 = 68.27\%$$

On voit que le pourcentage P est supérieur à 50% donc nous utiliserons des semelles filantes ou un radier.

VI.4 Vérification de la semelle filante

Cette vérification consiste à déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous différentes combinaisons, pour cela il faut déduire les efforts normaux situés sous les files de portiques (les résultats sont retirés à partir du logiciel ETABS).

Tableau 61 : La somme des efforts normaux à l'ELS dans les différents types de portique

Files de portiques	1	2	3	4	5	6	7
Somme des efforts normaux à l'ELS(KN)	1030.48	3922.65	5618.72	5953.1	4205.26	3551.16	3370.26

On remarque que la file 4 est la file la plus sollicitée.

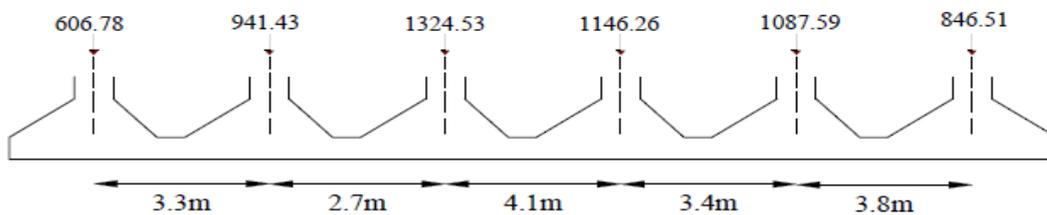


Figure 28 : la file 4

On effectue dans ce qui suit le calcul de la semelle filante(SFE), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 6 poteaux avec un débord de 0.5m.

$L=18.6m$; $N_4=5953.1$ KN ; $M_4= 49.62KN .m$; $a=0.55m$; $b=0.55m$

A partir du modèle Meyerhof :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times (l-2e)}; \quad e = \frac{M}{N} = \frac{49.62}{5953.1} = 0.008 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times (l - 2e)} = 2.13 \text{ m}$$

On prend : $B=2.4m$

On remarque qu'il n'y a pas de risque de chevauchement entre les semelles alors on opte pour des semelles filantes.

Calculs de la hauteur total de la Semelle h_t :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 \Rightarrow h_t \geq \frac{2.4 - 0.55}{4} + 0.05 = 0.51m$$

On opte pour $h_t = 0.55m$

VI.5 Vérification à faire

Poids propre de la semelle :

$$G^s = \gamma_b \times B \times L \times h = 25 \times 2.4 \times 18.6 \times 0.55 = 613.8 \text{ KN}$$

$$N_t = N_4 + G^s = 5953.1 + 613.8 = 6566.9 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{6566.9 \times 10^{-3}}{2.4 \times 18.6} = 0.14 < \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ Mpa}$$

Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99(article A.5.2.42).

Avec : N_d : L'effort normale de calcul.

U_c : le périmètre du contour au niveau du feuiller moyen.

$a=0.55 \text{ m} ; b=0.55 \text{ m}$

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = a + h_t = 0.55 + 0.55 = 1.1 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0.55 + 0.55 = 1.1 \text{ m} \end{cases}$$

$U_c = 4.4 \text{ m}$

$N_u = 1.821 \text{ MN} \leq 3.3 \text{ MN}$condition vérifier

Vérification de la stabilité au renversement (ELS):

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003.on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{49.62}{5953.1} = 0.008 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{2.4}{4} = 0.6 \text{ m} \Rightarrow \text{Pas de risque au renversement.}$$

Vérification de la contrainte dans le sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}; \text{ donc : } \overline{\sigma_{sol}} = 1.5 \text{ bars}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{sf}} \pm \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}}$$

$I_x = 1286.97 \text{ m}^4 ; I_y = 21.43 \text{ m}^4$

Remarque : L'effort normale N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contraint admissible du sol par le coefficient 3/2.

Sans Y-Y $N=5953.1 \text{ KN} ; M=49.62 \text{ KN.m} ; I_y = 21.43 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{sf}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{5953.1 \times 10^{-3}}{44.64} + \frac{49.62 \times 10^{-3} \times 1.2}{21.43} = 0.136 \text{ Mpa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{sf}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{5953.1 \times 10^{-3}}{44.64} - \frac{49.62 \times 10^{-3} \times 1.2}{21.43} = 0.130 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = 0.134 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ Mpa}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sans yy.

VI.6 Le ferrailage :

Aciers principaux (A//L)

$$A//B = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$f_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad ; \quad \frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$f_{st} = \min(266.66; 201.63) \quad ; \quad 0.463 \leq d \leq 1.85 \Rightarrow d=1m$$

$$f_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$A//B = \frac{1324.53 \times 10^{-3} (2.4 - 0.55)}{8 \times 1 \times 201.63} = 15.2 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix : **6HA20/ml=18.85 cm²** Avec un espacement de **15 cm**

$$A_{\perp B} = \frac{18.85}{3} = 6.28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA12/ml= 7.92 cm²** Avec un espacement de **15 cm**

VI.7 Étude des poutres de rigidité

VI.7.1. Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts amenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

VI.7.2. Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle

$$L=4.1m \Rightarrow \frac{4.1}{9} \leq h \leq \frac{4.1}{6} \Rightarrow 0.455m \leq h \leq 0.683m$$

Soit : $h = 0.65 \text{ m}$

VI.7.3. Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité :

Nu : l'effort normal tirée du logiciel ETABS 2016

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L}; \text{ Avec } N_u = 8196.076 \text{ KN} ; L = 18.6 \text{ m} \Rightarrow Q_u = 440.65 \text{ KN.m}$$

$$Q_s = \frac{\sum N_s}{L}; \text{ Avec } N_s = 5953.1 \text{ KN} ; L = 18.6 \text{ m} \Rightarrow Q_s = 320.06 \text{ KN.m}$$

VI.7.4. Calcul des sollicitations des poutres de rigidité

Les résultats sont obtenus après modélisation sur **ETABS**

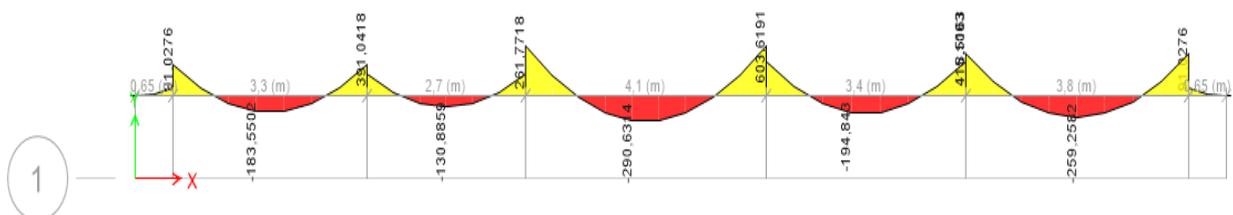


Figure 29 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU.

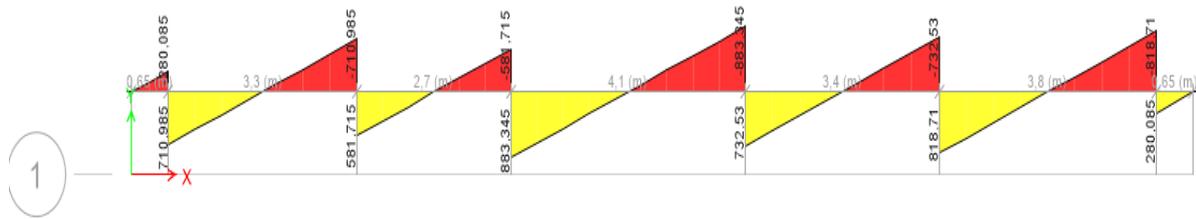


Figure 30 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU.

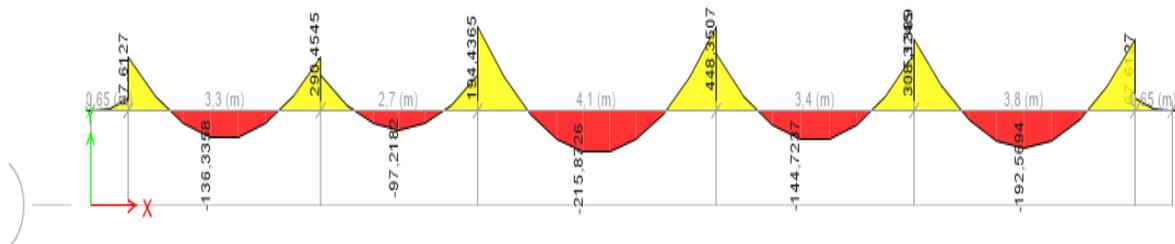


Figure 31 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELS

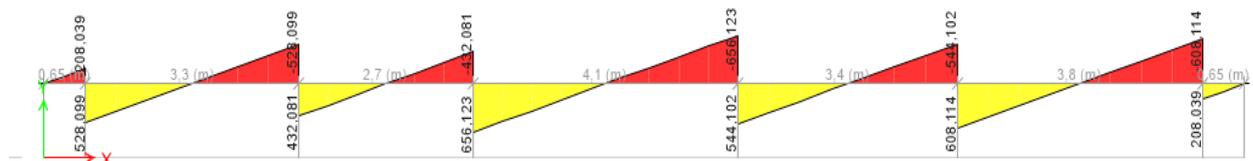


Figure 32 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELS

Les résultats des moments et des efforts tranchants maximaux sont :

A l'ELU : $M_a=603.62 \text{ KN.m}$; $M_t=280.63 \text{ KN.m}$; $V_u=883.35 \text{ KN}$

A l'ELS : $M_a=448.35 \text{ KN.m}$; $M_t=215.87 \text{ KN.m}$

VI.7.5. Calcul de ferrailage de la poutre rigidité

On a $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$; $f_{st} = 348 \text{ Mpa}$

Ferrailage de la partie inférieure

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{603.62 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.6^2 \times 14.2} = 0.196 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

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

$$A_u \geq \frac{M_{amax}}{z \times f_{st}} = \frac{603.62 \times 10^{-3}}{0.533 \times 348} = 32.48 \text{ cm}^2$$

Ferrailage de la partie supérieure

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{280.63 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.6^2 \times 14.2} = 0.091 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$A_u \geq \frac{M_{tmax}}{z \times f_{st}} = \frac{280.63 \times 10^{-3}}{0.571 \times 348} = 14.12 \text{ cm}^2$$

Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right)$

$$\tau_u = \frac{883.35 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.6} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2.45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de cisaillement.

$$\text{Calcul de } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2$$

Les armatures de peau CBA 93 art (B6.62)

D'après CBA 93 on prend 2HA12 = 2.26cm²

L'espacement

RPAv2003 : art 7.5.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \leq 16.25 \text{ cm} \quad \text{on opte } st = 15\text{cm Zone nodale} \\ st \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) \leq 32.5 \text{ cm} \quad \text{on opte } st = 15\text{cm en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

VI.7.6. Vérification des contraintes

Tableau 62 : Vérification de semelle SFE à l'ELS.

Semelle		M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Condition	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Condition
SF4	sup	448.35	25.882	1032432.148	11.123 ≤ 15	Vérifiée	222.2 ≤ 201.63	N.Vérifiée
	inf	215.87	17.393	491904.2956	7.63 ≤ 15	Vérifiée	280.4 ≤ 201.63	N.Vérifiée

Remarque : les contraintes d'aciers ne sont pas vérifiées ce qui nous oblige à refaire les calculs à l'Els. Les nouveaux résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$$

Tableau 63 : Calcul de A à l'ELS.

Semelle		Mser (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Condition
SF4	sup	448.35	43.55	4HA32+4HA20 = 44.74 cm ²	196.65 ≤ 201.63	Vérifiée
	inf	215.87	20.07	4HA20+4HA16 = 20.61 cm ²	176.67 ≤ 201.63	Vérifiée

VI.7.7. Schéma de ferrailage

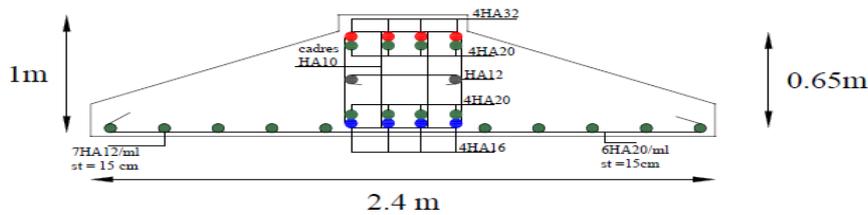


Figure 33 : Schéma de ferrailage de la semelle SFE.

VI.8 Étude de la longrine

VI.8.1. Pré dimensionnements des longrines

Le RPA 99/2003(10.1.1), exige les conditions suivantes

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S4 sont :

$$(30 \times 30) \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ; 15Ø).

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

VI.8.2. Vérification

Nous avons $N_s = 1324.53 \text{ KN}$; $N_u = 1821.75 \text{ KN}$

D'après le RPA on a : $\alpha = 10$ en Zone II , Site S4

$$F_u = \frac{1821.75}{10} = 182.175 \text{ KN} \Rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1324.53}{10} = 132.453 \text{ KN} \Rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

VI.8.3. Ferrailage

Armatures longitudinales

En ferraille à la traction simple

$$A_u \geq \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{182.175 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 5.24 \text{ cm}^2$$

La section choisie est de $(30 \times 35) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} = 0.6\% \times b \times h = 6.3 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA12 = 6,79cm².

Armatures transversales

$s_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varnothing) \Rightarrow$ On choisit un cadre et un étrier Ø8, pour un espacement de 15cm.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1050 \times 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

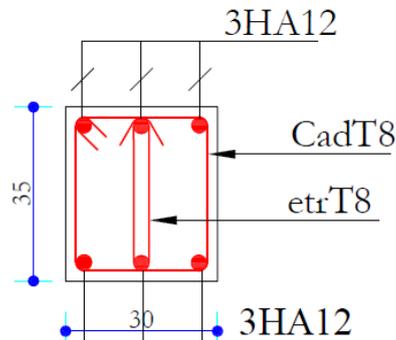
VI.8.4. Schéma de ferrailage

Figure 34 : schéma de ferrailage de la longrine

VI.9 Étude de mur de soutènement**VI.9.1. Introduction**

Le mur de soutènement est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à supporter l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur adossé contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.9.2. Dimensionnement de mur :

La hauteur $h = 4.45 \text{ m}$

La longueur $L = 2.99 \text{ m}$

L'épaisseur $e = 40 \text{ cm}$

Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique

L'angle de frottement $\phi = 30^\circ$

La cohésion $c = 0 \text{ bars}$

On prévoit un drainage, la poussée hydrostatique est donc négligée

Prédimensionnement :

$$\frac{H}{8} \leq b_1 \leq \frac{H}{5} \Rightarrow 0.55 \leq b_1 \leq 0.89$$

$$b_1 = 0.8m$$

$$B \geq 0.2 + 0.045H$$

$$B \geq 2.2 m \Rightarrow B = 2.8 m$$

On majore B de 15%

$$B = 2.99 m \Rightarrow b_1 = 1.84 m$$

Force agissante :

$$P_{max} = k_{0B} \times \gamma \times h \quad ; \quad tg\beta = \frac{CD}{1.65} \Rightarrow CD = 0.44m$$

$$P_{max} = 0.3 \times 16(0.44 + 4.45)$$

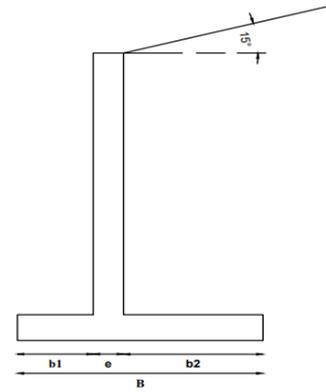


Figure 35 : schéma de mur

$$F_1 = 57.39 KN$$

$$M_{F_1} = 85.128 KN.m$$

$$G_1 = 25 \times e \times h' = 25 \times 0.4 \times 4.05 = 40.5 KN$$

$$G_2 = 25 \times e \times B = 25 \times 0.4 \times 2.99 = 29.9 KN$$

$$s = 16 \times b_2 \times h' = 16 \times 1.84 \times 4.05 = 119.23 KN$$

Moment par apport au point A :

$$M_{G_1} = 40.5 \times (0.2 + 0.8) = 40.5 KN.m$$

$$M_{G_2} = 29.9 \times 1.495 = 44.7KN.m$$

$$M_s = 119.23 \times 2.12 = 252.76 KN.m$$

Cas dynamique :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} k_{ad}(1 + K_v)\gamma \times H^2 \quad ; \quad \varphi = 30^\circ ; \beta = 15^\circ$$

$$K_v = 0.3K_H = 0.3 \times 0.15 = 0.045$$

$$\theta = \arcsin\left(\frac{K_H}{(1+K_v)}\right) = 8.17^\circ \Rightarrow \theta = 8.17^\circ$$

$$k_{ad} = 0.55$$

$$P_{ad} = 91.05 KN$$

$$M_{Pad} = P_{ad} \times \frac{H}{3} = 135.06 KN.m$$

VI.9.3. Vérification à faire

Stabilité au glissement :

$$ELS : F_H \leq \frac{F_v tg\varphi}{1.5} \Rightarrow 57.39 KN \leq 72.98 KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$ELU : 1.35F_1 \leq 0.9(\sum G_i)tg\varphi \Rightarrow 77.47KN \leq 98.53KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$ELA : P_{ad} \leq \frac{(\sum G_i)tg\varphi}{1.2} \Rightarrow 91.05KN \leq 91.23KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Stabilité au renversement :

$$\text{ELS} : \frac{\sum M_{st}}{\sum M_{rev}} = \frac{337.96}{85.128} = 3.9 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{ELU} : 0.9(\sum M_{Gi}) > 1.35Mp \Rightarrow 304.16 \text{ KN.m} > 114.92 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{ELA} : \sum M_{Gi} > 1.3(Mp_{ad}) \Rightarrow 337.95 \text{ KN.m} > 175.57 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poinçonnement :

$$e_A = \frac{M_A}{N} ; M_A = M_{st} - M_{rev} = 202.9 \text{ KN.m} ; N = 189.63 \text{ KN}$$

$$e_A = 1.07 \text{ m} > \frac{B}{3} = 0.966 \text{ m} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{5N}{2B} \left(1 - 1.2 \frac{e_A}{B} \right) ; N = 189.63 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{F_H}{F_V} = \frac{57.39}{189.63} = 0.3$$

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{sol} \times e^{-\rho} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.9.4. Ferrailage du rideau :

Le ferrailage est effectué à L'ELU/ACC et à L'ELS pour une section rectangulaire à la flexion simple

$$\text{A L'ELU Accidentelle : } d = 0.4 - 0.05 = 0.35 \text{ m}$$

$$M_u = 1.35 \times 135.06 = 182.331 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.08$$

$$\alpha = 0.104 ; z = 0.335$$

$$A = \frac{182.33 \times 10^{-3}}{0.335 \times 400} = 13.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 4.22 \text{ cm}^2$$

A L'ELS :

$$M_{ser} = 85.128 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2 \overline{\sigma}_s} = 0.003$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \Rightarrow \alpha = 0.26$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3}) \overline{\sigma}_s} \Rightarrow A_{ser} = 13.2 \text{ cm}^2$$

Ferrailage secondaire

Le section des armatures de répartition

- Sur la face interne du rideau (coté terres)

Avec e_{rideau} l'épaisseur du rideau (en cm) à l'encastrement sur la semelle.

➤ Sur la face externe du rideau : mettre des armatures verticales A_V

Et horizontales A'_H avec $\begin{cases} A_V \geq 0.10 e_{rideau} = 4cm^2 \\ A'_H \geq 0.075 e_{rideau} = 3cm^2 \end{cases}$

➤ Dans la semelle $A_R \geq 0.10 e_{semelle} = 4cm^2$

Patin :

$$M_{ser} = \sigma \times \frac{1}{2} \Rightarrow M_{ser} = 44.31KN.m$$

$$\beta = 0.001$$

$$\alpha = 0.16$$

$$A_{ser} = 6.63 cm^2$$

Talus :

$$M_{ser} = \sigma \times \frac{1.84^2}{2} - \left(S \times \frac{2.04}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 88.61 \times \frac{1.84^2}{2} - \left(119.23 \times \frac{2.04}{2} \right)$$

$$M_{ser} = 28.38KN.m$$

$$\beta = 0.001$$

$$\alpha = 0.16$$

$$A_{ser} = 4.25 cm^2$$

VI.9.5. Schéma de ferrailage

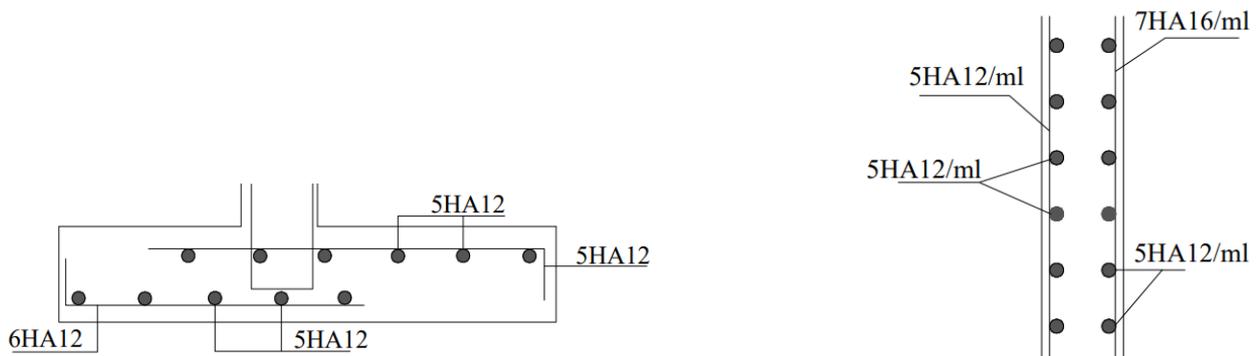


Figure 36 : schéma de ferrailage de mur

Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Nous sommes ensuite passé à un calcul des semelles filante là où on s'est basée sur une largeur de semelle de 2.4m, Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un mur soutènement est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Ce Voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Conclusion

Dans le cadre de ce modeste travail, nous avons pu prendre connaissance des principales étapes à suivre lors de l'étude d'un projet de construction, et nous avons également pu commencer à utiliser le logiciel ETABS version 16.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises tout au long de notre cursus et d'en tirer un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons retenu ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure, qu'ils soient secondaires ou structuraux, ce qui permet d'obtenir un comportement proche de la réalité.

La bonne disposition des voiles joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction "voiles-portiques".

Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure est satisfaisante, alors le facteur économique est respecté.

L'existence des voiles dans la structure a permis de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques. Cela a conduit à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles. Par conséquent, il a été nécessaire de mettre en place le ferrailage conformément aux exigences minimales du RPA.

Bibliographie

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie

- ✚ **Règles BAEL 91 modifiées 99.**
✚ (Edition Eyrolles Troisième édition 2000).
- ✚ **Règles Parasismiques Algériennes.**
✚ (Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- ✚ **DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.**
✚ (Edition CGS Octobre 1988).
- ✚ **DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.**
✚ (Edition OPU 2005).
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
✚ (Edition CGS Décembre 1993).
- ✚ **Cours de béton armé, 3^{ème} année et Master 1 Génie Civil.**
- ✚ **Cours calculs des éléments secondaires**
- ✚ **Cours d'ouvrages spéciaux**
- ✚ **Anciens mémoires de fin d'étude.**
- ✚

Logiciels

- ✚ **ETABS V 2016**
- ✚ **Auto CAD 2016. Auto Desk Inc. 2016**

ANNEXES

ANEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEX 2

Valeurs de $MI (M2)$ pour $\rho = 1$

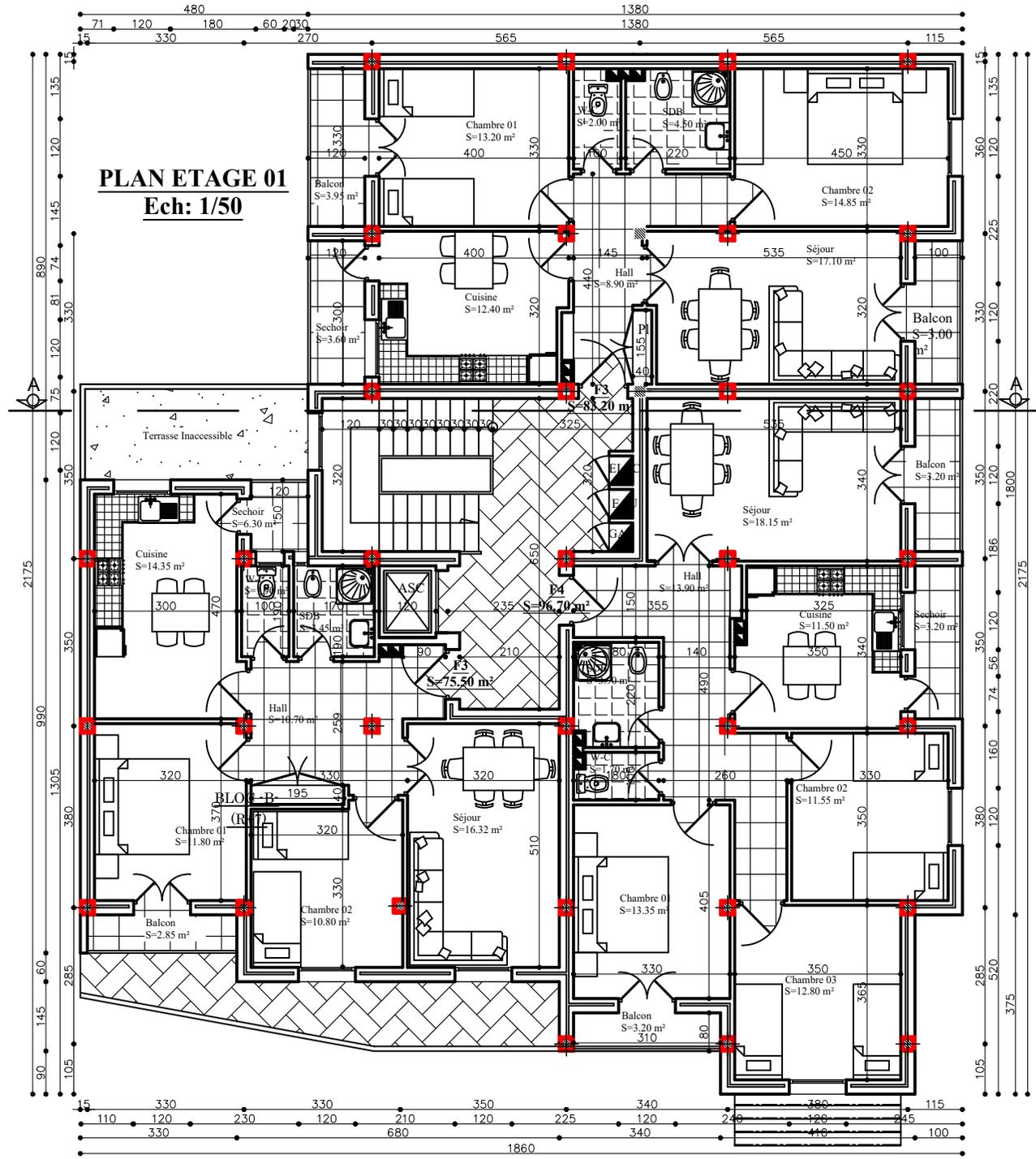
U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

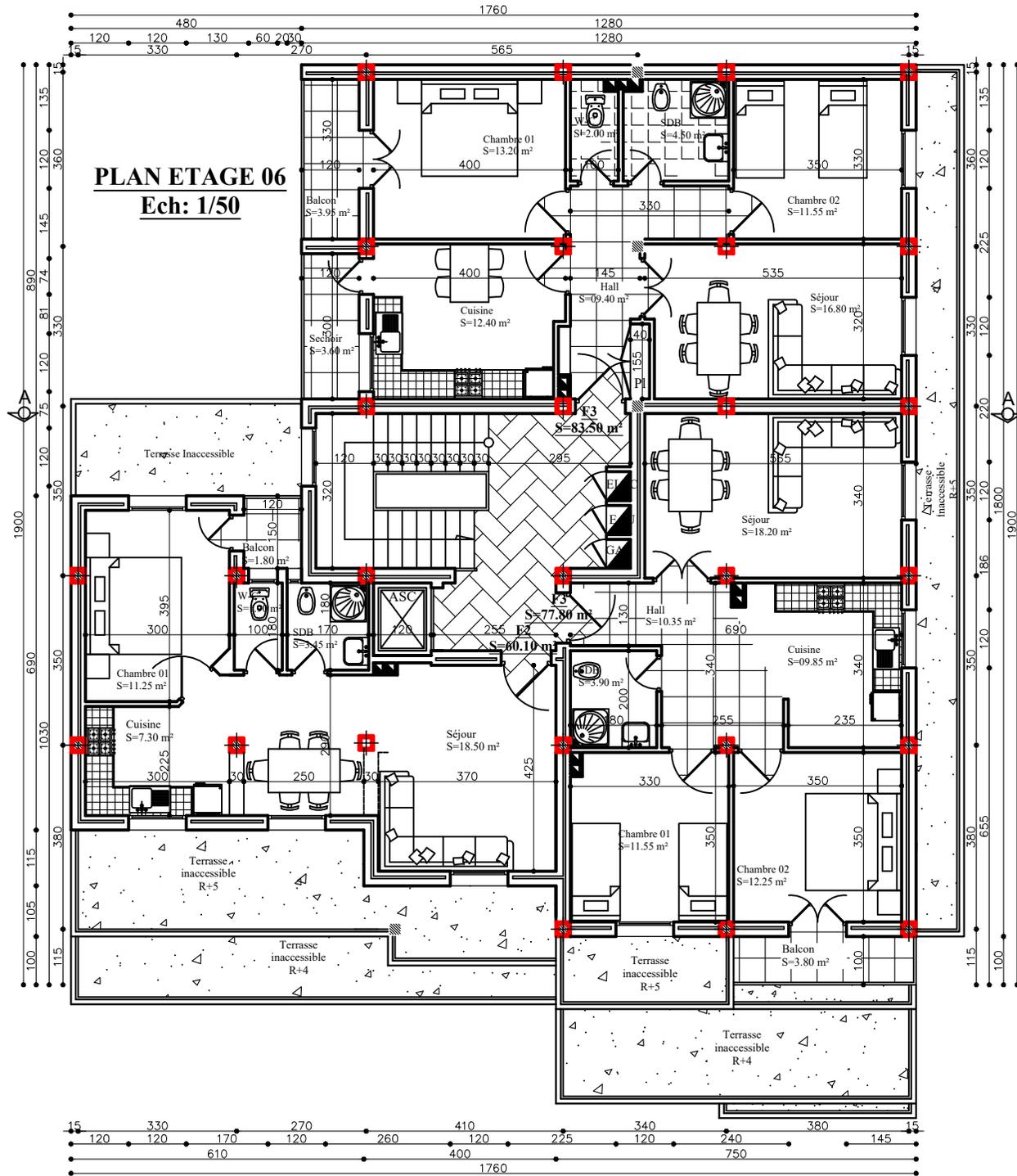
ANNEXE 3

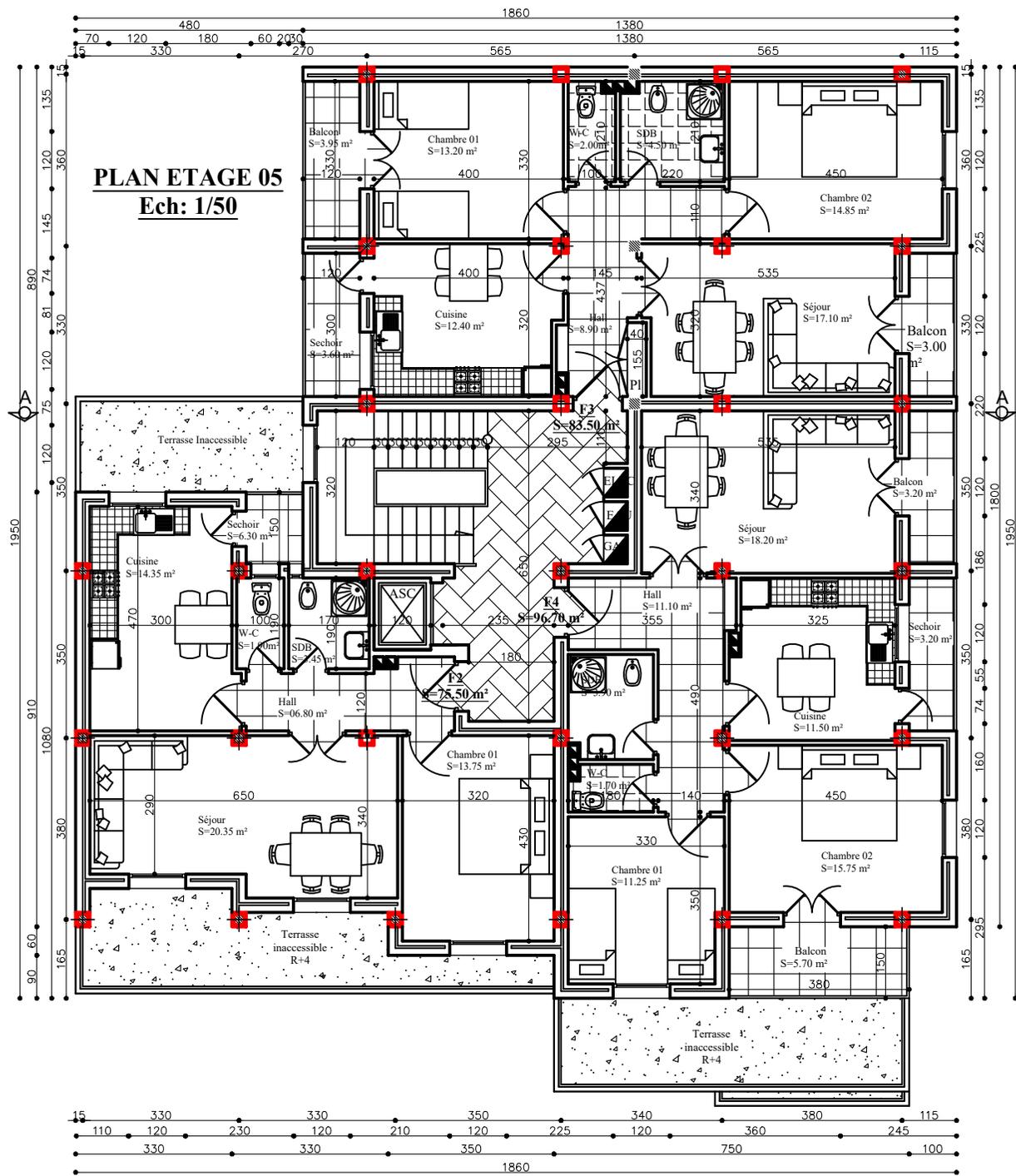
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

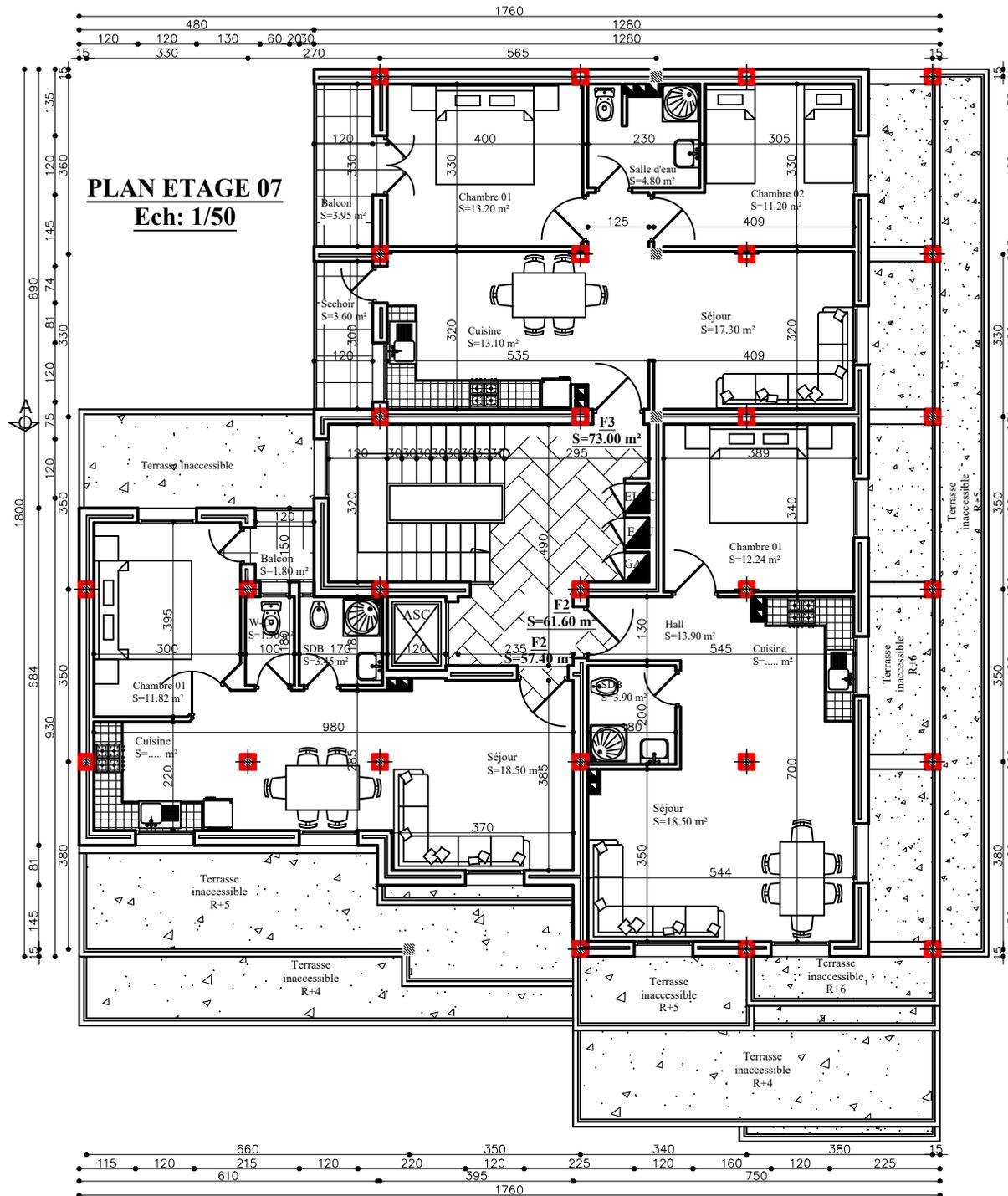
Section en cm² de N armature ϕ en mm

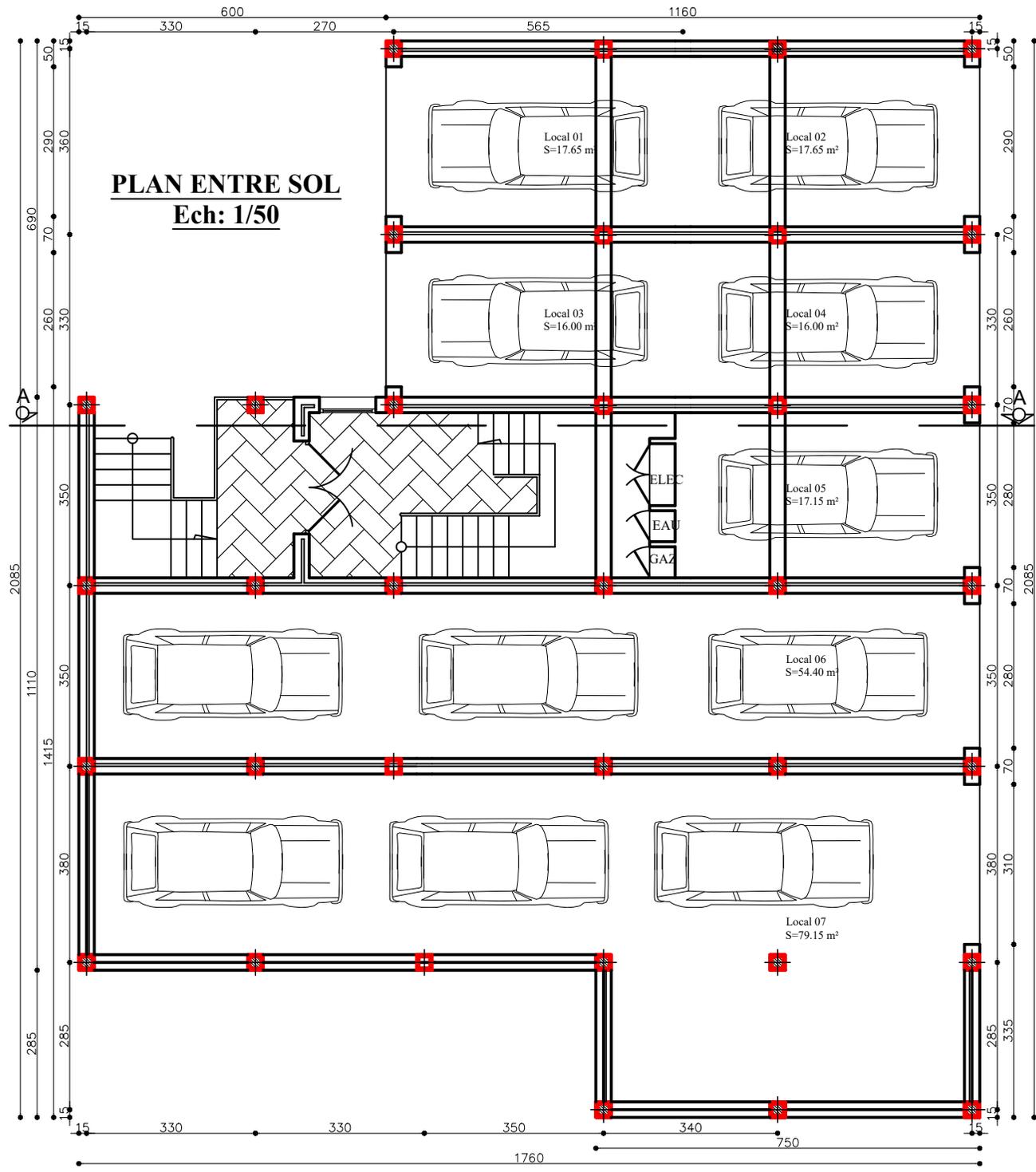
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33





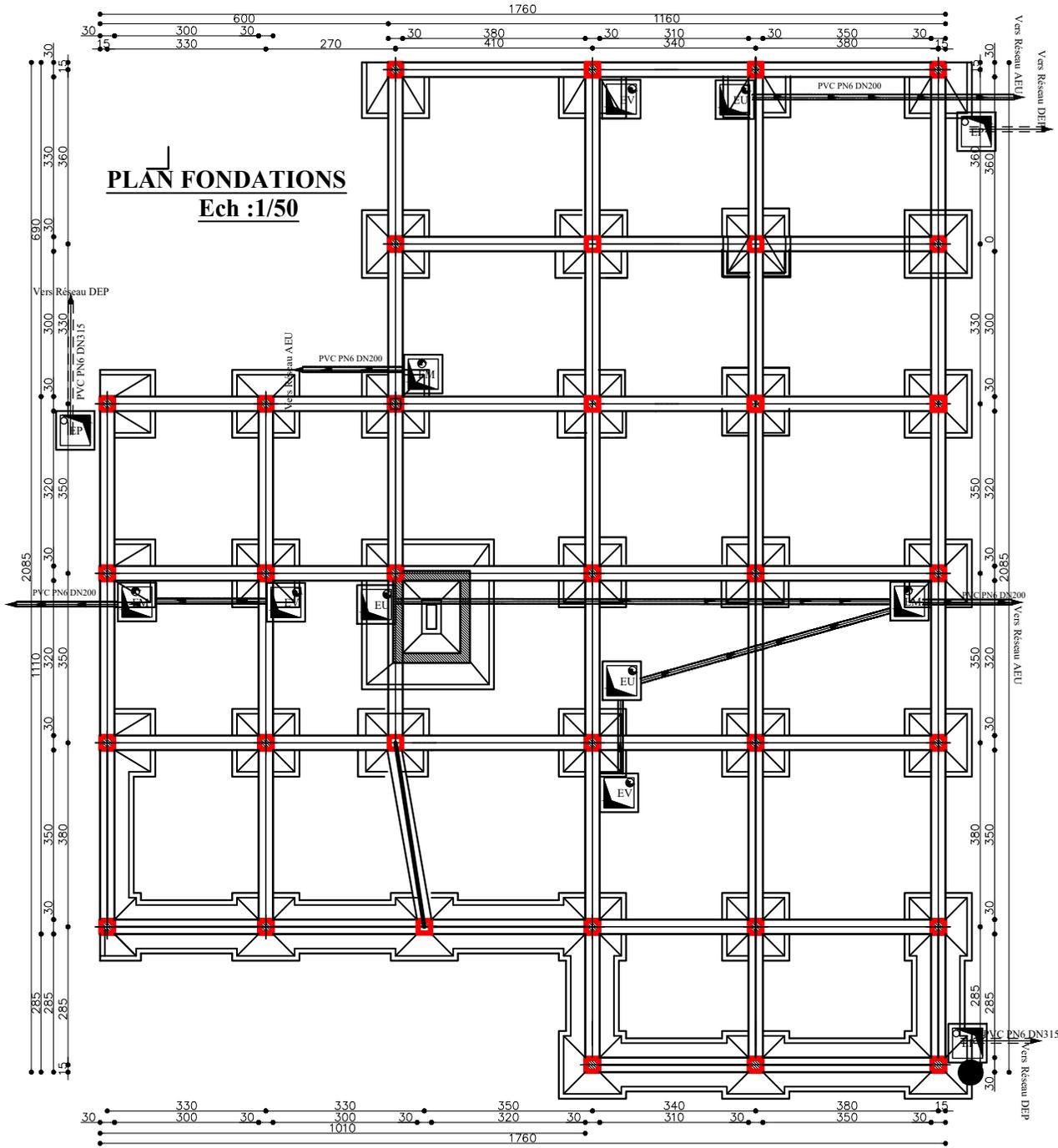


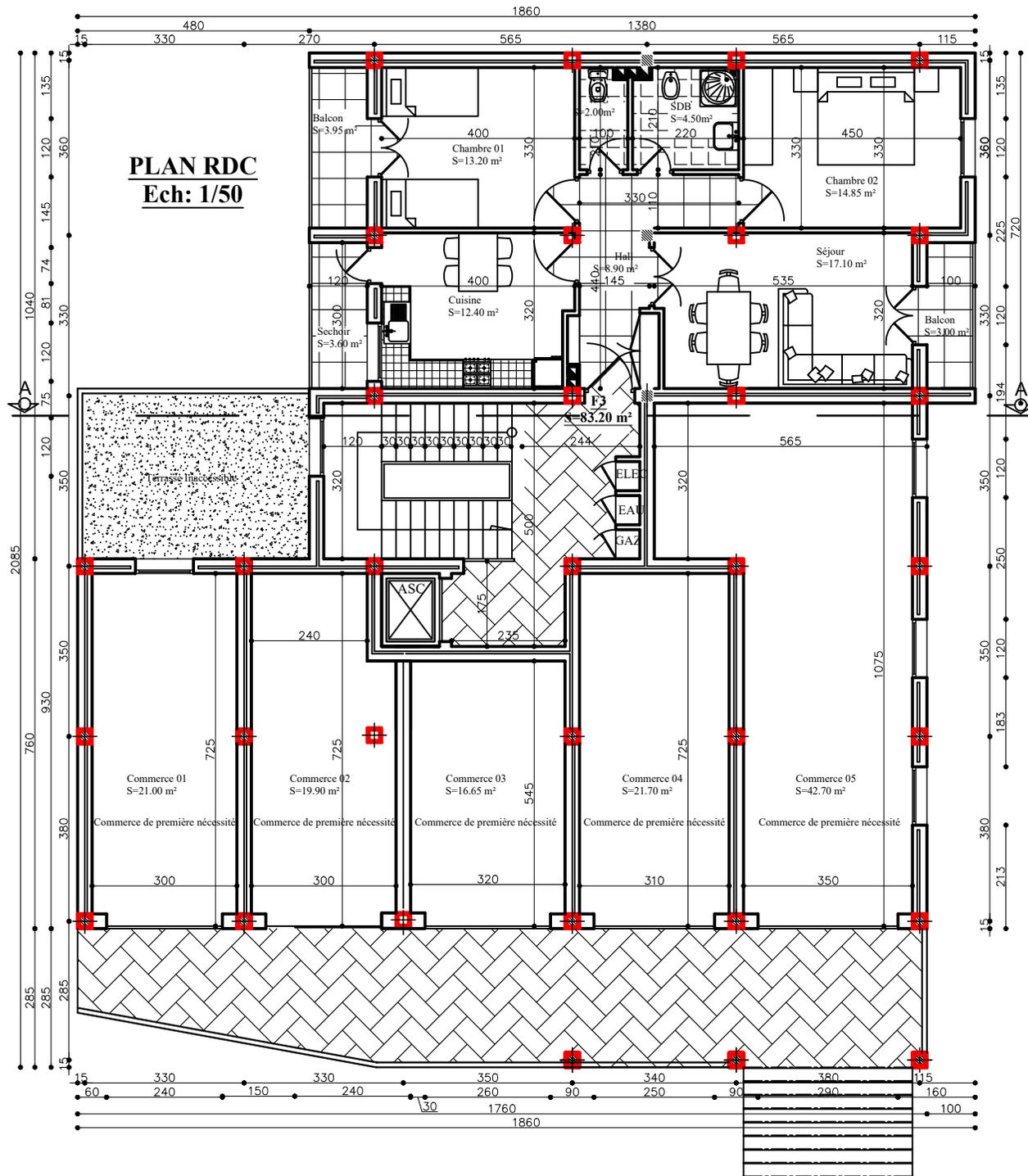




PLAN FONDATIONS

Ech : 1/50





PLAN TERRASSE
Ech: 1/50

