

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA.

FACULTE DE TECHNOLOGIES

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Thème

**« ETUDE D'UN BATIMENT EN R+7 + DEUX SOUS SOL
A USAGE D'HABITATION, COMMERCIAL ET BUREAU
CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILE-
PORTIQUE)»**

Réalisé par :

- 1- Mr : EL BIR Amar
- 2- Mr: KARIB Samir

Encadré par :

Mr : A.OURABAH

Soutenu devant le jury :

Mr : A.BOUROUBA

Président.

Mr : A.BOUKLOUDA

Examineur.

Promotion juin 2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A M^{er} A. OURABAH : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Samir & Amar

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire de fin d'étude à :

A mes très chers parents.

Mon frère et sœur : yahia et Samira.

Ma femme : jaja

Mes grandes mère mes oncles et tentes.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et sa famille.

A tous mes Amis:

*Said,khirou,bilal,hamid,coucou,fatah,ghanou,sofiane,farid,madjid,
fares,ziad,sofiane,lounis,bilal,yacine,hocine,katia,wahiba,lilia.*

*A tous ceux qui sont dans mes pensées et que je
n'ai pas cité.*

A tous ceux que j'aime et m'aime

E.Amar

Dédicaces

Avant tout je remercie le bon dieu le tous puissant qui m'a donné le

Courage et la patience.

Je dédie ce modeste travail a :

A la plus chère personne que je possède : **ma mère**

A la plus chère personne que je possède : **mon père**

A mes frères : **Abdeslam, Fateh**

A ma sœur : **Kahina**

A tous mes cousins et proches....

A mon binôme et leur famille.

A tous les amis(es).

SAMIR

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Les caractéristiques du sol	1
I.4. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage	1
I.5. Le système de contreventement	2
I.6. Définition des éléments de l'ouvrage.....	2
I.6.1. Les planchers	2
Les planchers en corps creux.....	2
Les planchers en dalles pleines	3
I.6.2. Les poutres	3
I.6.3. Les poteaux	3
I.6.4. les portiques	3
I.6.5. Les escaliers	3
I.6.7. La terrasse	3
I.6.8. Les voiles	4
I.6.9. Les éléments de remplissages	4
I.7. Règlementation et normes utilisés	4
I.8. Les hypothèses de calcul :.....	5
I.9. Résistance et caractéristique du béton	6
I.9.1. Résistance à la compression f_{cj} :	6
I.9.2. Résistance à la traction :	6
I.10. Résistance et caractéristique de l'acier	7
I.10.1. Définition:	7

I.10.2.Caractéristiques mécaniques des aciers :	7
I.10.3.Déformation longitudinale du béton:	8
Conclusion :.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction	9
II.2. les planchers	9
II.2.1. les planchers à corps creux	9
II.2.2. Les planchers en dalles pleines.....	11
II.3. L'acrotère :	14
II.4. Les escaliers.....	16
II.4.1. Définition.....	16
II.5 : Les Poutrelles	21
Pré dimensionnement des éléments principaux :	22
II.6. Les voiles :.....	23
II.7. Les poutres.....	23
II.7.1 : Les poutres principales (P.P) :.....	23
II.7.2 : Les poutres secondaires (P.S) :.....	24
II.8 :Les poteaux :.....	25
II.8.1 Calcul du poids propres des poteaux.	25
II.8.2 Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages.....	25
II .8.3 Récapitulation des résultats de descente de charges.....	27
Descente des charges pour le poteau P (E-3) :	27
II .8.4 Récapitulation des résultats de la descente de charges.....	28
II.9 Descente de charge pour le poteau C2.....	30
II .9.1 : Récapitulation des résultats de la descente de charges.....	31
II.10. CONCLUSION :.....	36

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	37
III.2.3. Calcul des sollicitations.....	38
III.2.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	42
III.2.5. Calcul des sollicitations.....	42
III.2.6. Ferrailage des poutrelles.....	54
III.2.6.1.Le plancher étage courant.....	54
III.2.6.2. Schéma de ferrailage des poutrelles	69

III.3. Étude de la dalle de compression	70
III.4. Etude des dalles pleines.....	71
III.5. Calcul de l'acrotère	84
III.5.1.Hypothèse de calcul	85
III.6. Etude de l'acrotère de la terrasse accessible	85
III.6.1. Calcul des sollicitations.....	86
III.6.2. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	86
III.6.3. Ferrailage de la section.....	87
III.6.4. Vérification à l'ELU.....	88
III.6.5. Vérification à l'ELS	89
III.7. Étude de l'ascenseur.....	90
III.7.1. Définition	90
III.7.2. Étude de la dalle de l'ascenseur	91
III.7.3. Évaluation des charges et surcharges	91
III.7.4. Cas d'une charge répartie	91
III.7.5. Cas d'une charge concentrée.....	95
III.8. Étude des escaliers	99
III.8.1. Pour la volée (I) et(II).....	100
III.8.2. Étude de la poutre palière.....	103
III.8.2.1. Dimensionnement.....	103
III.8.3. Calcul d'un escalier de type II.....	107

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction	114
IV.2. Méthodes de calcul.....	114
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	114
IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	118
IV.3. Description du logiciel SAP 2000.....	118
IV .4. Disposition des voiles	118
IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000	119
IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.	126
IV.7. Conclusion	126

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	127
V.2. Étude des poteaux.....	127
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003	127

V.2.3. Vérifications	132
V.2.4. disposition constructive des poteaux	135
V.3. Études des poutres	138
V.3.1. Les recommandations du RPA99	138
V.3.2. Vérifications [BAEL 91]	141
V.4. Vérification des zones nodales	143
V.5. Étude des voiles	151
V.6. Conclusion	157

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	158
VI.2. Choix du type des fondations	158
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	158
VI.4. Étude des fondations	158
IV.4.1.2. Vérification des semelles filantes :	159
VI.4.1.3. Radier général :	160
VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier :	165
VI.4.1.3.2. La dalle du radier :	165
VI.4.1.3.2. Ferrailage des nervures:	167
VI .5. Étude du voile périphérique	172
VI.6. Conclusion	176

Bibliographie

Annexes

LISTES DES FIGURES

Figure I.1. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	6
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations de calcul.....	7
Figure II.1 : plancher à corps creux.....	9
Figure II.3: dalle sur trois appuis.....	12
Figure II.4: dalle sur deux appuis.....	12
Figure II.2: dalle sur quatre appuis.....	12
Figure II.5 : Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible(b)	14
Figure II.6 : escalier a deux volées (type1).....	17
Figure II.7 : schémas statique de la première volée.....	18
Figure II.8 : schémas statique de la première volée.....	19
Figure II.10: schéma d'un escalier de type 3.....	20
Figure II.11: schéma d'un escalier de type 3.....	21
Figure II.12:schéma d'une poutrelle.....	22
Figure II.13 : Schéma statique de la décente de charge.....	27
Figure II .13 : surface qui revient au poteau C3.....	28
Figure II .14 : surface qui revient au poteau C3.....	31
Figure III.1.: Schéma statique des poutrelles.....	38
Figure III.2: Schéma d'une poutre continue.....	38
Figure III.3: Moments d'une poutre à plus de deux travées.....	39
Figure III.4: Moments d'une poutre à 2 travées.....	39
Figure III.5: Effort tranchant d'une poutre à 2 travées.....	40
Figure III.6: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	40
Figure III.7: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	41
Figure III.9: Coupe verticale sur une poutrelle.	55
Figure III.10: schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	71
Figure III.11: dalle pleine sur 4 appuis.....	71
Figure III.12: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.....	78
Figure III.13: dalle pleine sur 2 appuis.	78
Figure III.14: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.	81
Figure III.15: panneau de dalle sur 3.....	81
Figure III.16: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.	84
Figure III.17: Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b)	85
Figure III 18.: schéma statique de l'acrotère.....	86

Figure 19 : schéma de ferrailage de l'acrotère.	90
Figure.III.20 : dalle de la cage d'ascenseur.....	91
Figure III.21: la surface d'impact.....	95
Figure III.22: vue en coupe du ferrailage de la dalle.	99
Figure III.23: schéma du ferrailage de la dalle.	99
FigureIII.24: Schéma de l'escalier type I.....	100
Figure III.25 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	100
Figure III.26: schéma de ferrailage des volées.....	102
Figure III.27: schéma statique de la poutre palière.	103
Figure III.28: section creuse équivalente	105
Figure III.30: schéma d'un escalier de type II	107
Figure III.29: schéma de ferrailage de la poutre palière.	107
Figure III.31: schéma de ferrailage des volées.....	110
Figure III.32: schéma de ferrailage de la poutre de chainage.	114
Figure IV.1: Disposition des voiles	119
Figure IV.2: Modes de déformation.	122
Figure V.1: Section d'un poteau.	134
Figure V.2: Zone de recouvrement	136
Figure V.3: Schémas de ferrailage des poteaux	138
Figure V.4: Schéma de la Zone nodale.	143
Figure V.5 : Schémas de ferrailages des poutres	150
Figure V.6: Repérage des voiles.	152
Figure V.7: Schéma d'un voile plein.	153
Figure V.8: Schéma de ferrailage du voile V_{y3}	157
Figure VI.1: schéma d'une semelle isolée	158
Figure. IV.2. Vue d'une semelle filante.	160
Figure IV.3.Présentation de zone d'impact de la charge.....	162
Figure IV.4. Schéma de ferrailage du radier	167
Figure IV.5. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	168
Figure. IV.6. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales	170
Figure .VI.7. Section à ferrailer.	170
Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des longrines.	172
Figure VI.9: Voile périphérique.	172
Figure VI.10: Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	176

LISTES DES TABLEAUX

Tableau II.1: Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.....	10
Tableau II.2: Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible	10
Tableau II.3 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)	11
Tableau II.4 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine.....	13
Tableau II.5 : Tableau d'évaluation des charges d'un Balcon.....	14
Tableau II.6: Évaluation des charges de L'acrotère de terrasse accessible.	15
Tableau II.7: Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.8 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier.....	21
Tableau II.9 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.	25
Tableau II.10 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur	25
Tableau II.11 : poids propres des poteaux.....	25
Tableau II.12 : Descente des charges pour le poteau E3.....	30
Tableau II.13 : Descente des charges pour le poteau E3.....	34
Tableau II.14: Vérification des poteaux à la compression simple.	35
Tableau II.15: Vérification au flambement des poteaux	36
Tableau III.1 : charges et surcharges revenant aux poutrelles	42
Tableau III.2 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible).....	49
Tableau III.3 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible).....	50
Tableau III.4: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (terrassé accessible).....	50
Tableau III.5 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)	50
Tableau III.6 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1	51
Tableau III.7: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (étage habitation).....	51
Tableau III.8 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)	52
Tableau III.9 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1	52
Tableau III.10: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (étage habitation).....	52
Tableau III.11: Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible).....	53
Tableau III.12 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible).....	53
Tableau III.13 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1(sous sol)	53
Tableau III.14: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (étage habitation).....	54

Tableau III.15 : Sollicitations les plus défavorables des poutrelles	55
Tableau III.16 : Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableaux suivante	68
Tableau III.17 : Vérification des contraintes a I ELS	68
Tableau III.18 : Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$	69
Tableau III 19 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis :.....	76
Tableau III.20: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.....	77
Tableau III.21 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.....	79
Tableau III. 22:Calcul des armatures principales pour la dalle.....	80
Tableau III. 23:Calcul des armatures principales pour la dalle.....	84
Tableau III.24: les sollicitations du calcul.....	87
Tableau III.25: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.	94
Tableau III.26: vérification des contraintes.....	96
Tableau III.27: ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	98
Tableau III.28: vérification des contraintes.....	99
Tableau III.29: les sollicitations d'escalier type 1.....	101
Tableau III.30: ferrailage d'escalier type 1.	102
Tableau III.31: vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 1.....	103
Tableau III.32: ferrailage de la poutre palière.....	105
Tableau III.33: ferrailage d'un escalier de type II.....	109
Tableau III.34: Vérification des contraintes à l'ELS.	111
Tableau III.35: Armatures longitudinales.	113
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q	115
Tableau IV.2: Périodes et taux de participation.	120
Tableau IV.3: Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	122
Tableau IV.4: Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	123
Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.....	123
Tableau IV.6: Vérification des déplacements.	124
Tableau IV.7: Vérification a L'effet P- Δ	125
Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces.....	126
Tableau V.1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	128
Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux.....	129
Tableau V.3-Ferrailage des poteaux	131
Tableau V.4: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	132

Tableau V.5: Justification de l'effort normal réduit.....	133
Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton.....	134
Tableau V.7: Vérification des contraintes tangentielles.....	135
Tableau V.8-ferraillage des poutres principales.....	139
Tableau V.9-ferraillage des poutres secondaires.....	140
Tableau V.10: Vérification des contraintes tangentielles.....	141
Tableau V.11: Vérification au cisaillement.....	142
Tableau V.12: Vérification de l'état limite de compression du béton.....	142
Tableau V.13: Vérification à la flèche.....	143
Tableau V.14: Moments résistant dans les poteaux.....	144
Tableau V.15: Moments résistants dans les poutres.....	144
Tableau V.16: Vérification des zones nodales.....	145
Tableau V.17: Récapitulation des efforts dans les voiles pour le RDC et étage 1.....	154
Tableau V.18: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 2,3 et 4.....	154
Tableau V.19: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 5,6 et 7.....	155
Tableau V.20: Ferraillage des voiles selon xx' , yy du RDC, étage 1.....	155
Tableau V.21: Ferraillage des voiles selon xx' , yy du RDC, étage 1.....	156
Tableau VI.1. Résultats de ferraillage de radier.....	166
Tableau VI.2. Vérification des contraintes.....	167
Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.	169
Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.	170
Tableau.VI.5. Résultats de ferraillage des nervures.....	171
Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.....	171
Tableau VI.7: tableau de ferraillage.....	175
Tableau VI.8: résultats de calcul et vérification à l'ELS.	175

Symboles et notations.

La signification des principales notations est suivante:

E: Séisme.

G: Charges permanents.

M: Charges d'exploitation à caractère particulier.

Q: Action variables quelconques.

S: Action dues à la neige, sollicitations.

W: Action dues au vent.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} a l'âge de jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours).

F: Force ou action en général.

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

b: Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

b₀: Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d: Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d': Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée

e: Excentricité d'une résultante ou d'un effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j= 28 jours.

g: Densité des charges permanentes.

h₀: Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de B.A.

i: Rayon de giration d'une section.

j: Nombre de jours.

k: Coefficient en général.

l: Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f: Longueur de flambement.

l_s: Longueur de scellement.

n: Coefficient d'équivalence acier – béton.

p: Action unitaire de pesanteur.

q: Charge variable.

s_t: Espacement des armatures transversales.

x: Coordonnée en général ,abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

C_τ : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

W: poids propre de la structure.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).

σ : Contrainte normale.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

Introduction :

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls les séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. Raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique
- conception architecturale parasismique
- mise en œuvre soignée.

A cet effet les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures, ils assurent donc, la gestion afin de répondre aux besoins de la société. Leurs réalisations se répartissent principalement en cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié, porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+7+deux sous sol, RDC), il regroupe à la fois commerces, bureaux et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), structuré en six chapitres principaux.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul du BAEL en chapitre I, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre II, en chapitre III, on a calculé tous les éléments secondaires. L'étude dynamique dans le IV^{ème} chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles porteurs. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-14. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre VI.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit disposer de connaissances de base sur lesquelles il va prendre appui lors de l'étude d'une structure en béton armé, afin que cette dernière répond à certaines exigences indispensables à son exploitation qui sont la sécurité et la durabilité ainsi que le prix de revient ou le facteur d'économie qui ne doit pas être ignoré. A cet effet, nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions primordiaux à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+7 avec deux sous sols, cette structure est destinée à usage d'habitation de commerce, est classé d'après le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 » dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à Akbou, sur le territoire de la wilaya de Bejaia, classé d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), article (3.1) en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3. Les caractéristiques du sol

Le site est sur un terrain vierge de toute construction, de pente abrupte situé entre la cité des 130 logements OPGI et un ravin (talweg) traversant la ville d'Akbou (Ouest – Est).

- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,2 \text{ bars}$.
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=2 m**

I.4. Caractéristiques géométriques et architecturales de l'ouvrage

- ❖ Hauteur totale du bâtiment27,88 m
- ❖ Hauteur du RDC.....3,20m
- ❖ Hauteur du sous-sol 013,75 m
- ❖ Hauteur du sous- sol 024,10 m
- ❖ Hauteur des étages 2,86 m
- ❖ Largeur du bâtiment 18,70 m
- ❖ Longueur du bâtiment 23,00 m

I.5. Le système de contreventement

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre les efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé.

L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de

moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;
- Les portiques doivent prendre, outre les sollicitations due seaux charges verticales, aumoins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.6. Définition des éléments de l'ouvrage

I.6.1. Les planchers

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles), raison pour laquelle il est important de savoir si la présence des trémies de grandes dimensions n'est pas susceptible de les empêcher de jouer ce rôle.

a) Les planchers en corps creux

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le rez-de-chaussée seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. Les portes à faux, les deux sous-sols ainsi que les paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

b) Les planchers en dalles pleines

Ce sont des éléments porteurs, constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

Les balcons ainsi que les paliers des escaliers seront réalisés pas ce type de plancher.

I.6.2. Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

I.6.3. Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

I.6.4. les portiques

Ce sont des cadres rigides en béton armé composés de poteaux et poutres formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

I.6.5. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

I.6.7. La terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessibles et terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

I.6.8. Les voiles

Ils seront plan (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.6.9. Les éléments de remplissages

Les murs d'extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : ils sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.6.10L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

I.7. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).

Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).

- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.7. Méthodes de calcul :

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.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement

I.7.2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.8. Les hypothèses de calcul :

I.8.1.E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)

- 1) conservation des sections planes.
- 2) il n'y a pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3) la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4) l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

- 5) le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- 6) le diagramme contrainte déformation de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas
- 7) on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.8.2.E.L.S : BAEL91 (article IV.1)

- 1) les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.
- 2) le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)
- 3) $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-béton.
- 4) On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.9 Résistance et caractéristique du béton

I.9.1. Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »).

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ (CBA Art : A.2.1.1.1)

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MP

I.9.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Contrainte limite :

✓ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1 \text{ h.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $T \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

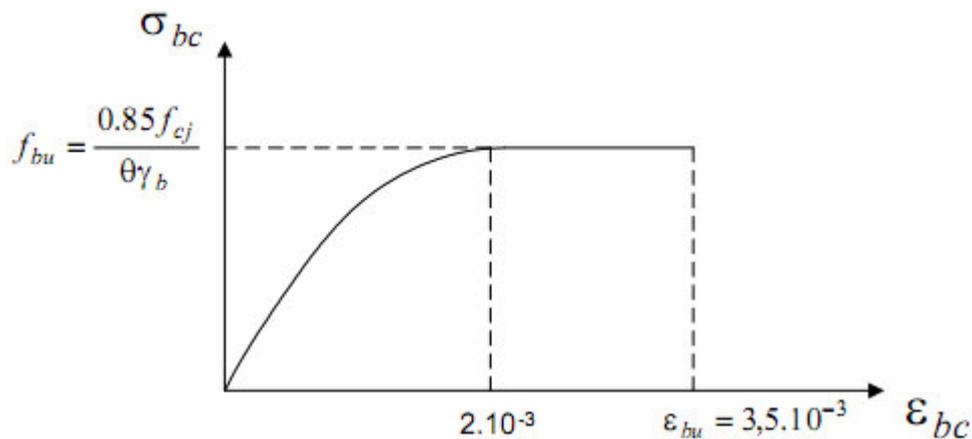


Figure I.1. Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

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

$\tau_{Adm}=3,33\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa}$ \longrightarrow fissuration préjudiciable.

✓ **Etat limite de service :**

- **La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS. (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.10.Résistance et caractéristique de L'acier

I.10.1.Définition:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000 \text{ Mpa}$

I.10.2.Caractéristiques mécaniques des aciers :

- **à E.L.U**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s & \text{Pour: } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\epsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ϵ_s : Allongement relatif

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

Diagramme des contraintes – déformations (acier) (CBA93 article A.2.2.2)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit :

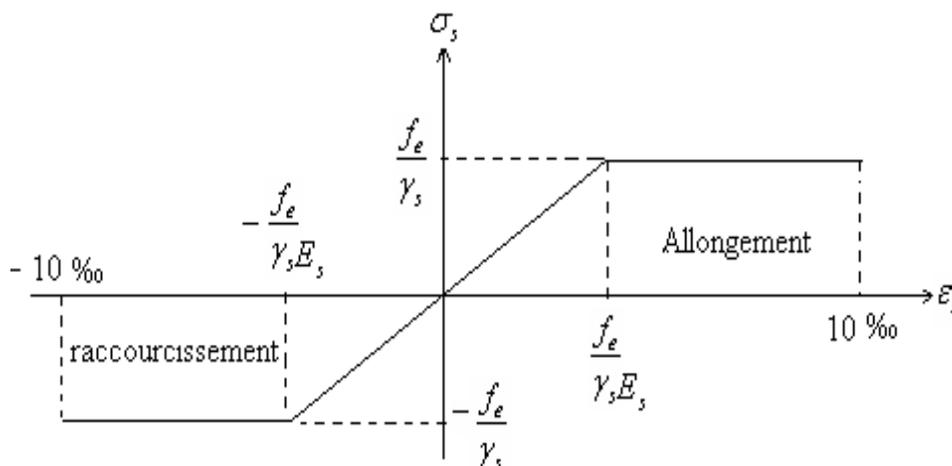


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations de calcul

-à E.L.S

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$

I.10.3. Déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

I.10.3.1 Module de déformation longitudinale du béton :**a) A court terme E_{ij} :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad \text{(CBA .Art: A.2.1.1.2)}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj} :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule: $E_{vj} = (1/3) E_{ij} \cdot E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$.

Conclusion :

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, RPA99 /version 2003 et le CBA93.

- **Pré-dimensionnement des éléments non structuraux**

Les éléments non structuraux sont ceux qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2. les planchers

Dans notre cas, nous avons opté pour des planchers à corps creux pour les étages courants, à des planchers à dalle pleine pour les balcons au niveau de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

II.2.1. les planchers à corps creux

Selon le CBA93, le plancher doit être dimensionné suivant la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq L/22.5 \dots\dots\dots \text{CBA93(art B.6.8.4.2).}$$

L : portée maximale entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : hauteur du plancher.

$$L=355 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 355/22.5 = 15.77 \text{ cm.}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm : hauteur de la table de compression.} \end{array} \right.$$

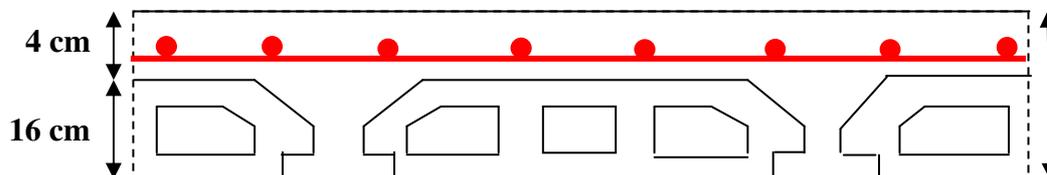


Figure II.1 : plancher à corps creux.

Evaluation des charges et surcharges :**Terrasses inaccessible (16+4) :**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Forme de pente	0.1	2.2
Total charges permanentes	G = 6.43 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

Tableau II.1: Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.**Terrasses accessible (16+4) :**

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher à Corps creux	0.20	2.8
Forme de pente	0.1	2.2
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 6.81 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Tableau II.2: Charge permanente revenant au plancher terrasse accessible

Plancher Etage courant (16+4) :

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 5.33 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Tableau II.3 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

- Plancher à usage bureau $\Rightarrow Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.
 - Plancher à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.
 - Plancher à usage commercial $\Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2$DTR B.C.2.2.
- Avec Q charge d'exploitation.

II.2.2. Les planchers en dalles pleines**II.2.2.1 : Définition :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

1) Critère de résistance

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.
- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

b. coupe-feu :

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17,5$ pour quatre heures de coupe-feu.

c. Isolation phonique : $e \geq 13\text{cm}$

Dans notre bâtiment, d'après les plans d'architectes, trois types de planchers se présentent, à savoir :

- **Panneau sur 04 appuis :**

$$\frac{350}{45} \leq e \leq \frac{350}{40} \Rightarrow 7,77\text{cm} \leq e \leq 8,75\text{cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

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

L'épaisseur obtenus par la condition de résistance à la flexion est très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 15\text{cm}$.

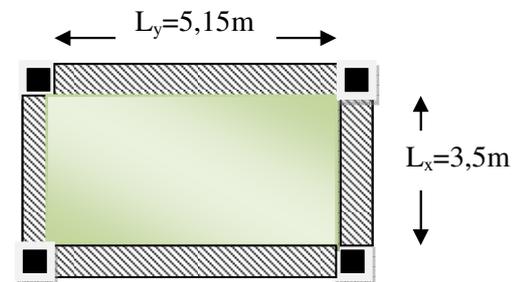


Figure II.2: dalle sur quatre appuis.

Panneau sur 03 appuis :

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 2,66 \leq e \leq 3,00$$

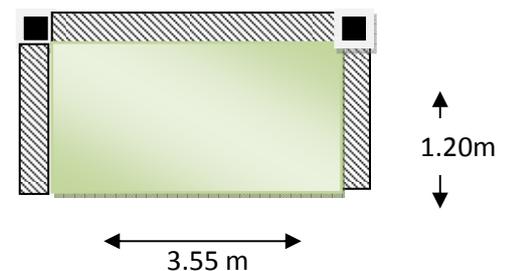


Figure II.3: dalle sur trois appuis.

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus defavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 12\text{ cm}$

Panneau sur 02 appuis :

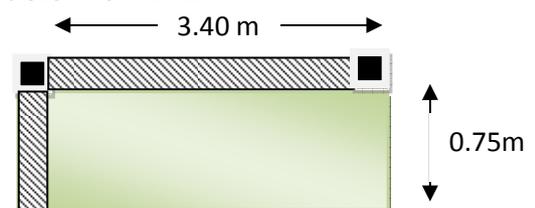


Figure II.4: dalle sur deux appuis.

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$2.14 \leq e \leq 2.5$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 12\text{ cm}$

Panneau dalle pleine (étage courant):

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Isolation thermique	0.04	0.16
Plancher dalle pleine	0.15	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.69 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1.5 kn/m²	

Tableau II.4 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine

Dalle pleine (balcon) :

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.12	3
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes	G = 4.53 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 3.5 kn/m²	

Tableau II.5 : Tableau d'évaluation des charges d'un Balcon

II.3. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture (exemple de la figure 2-5).

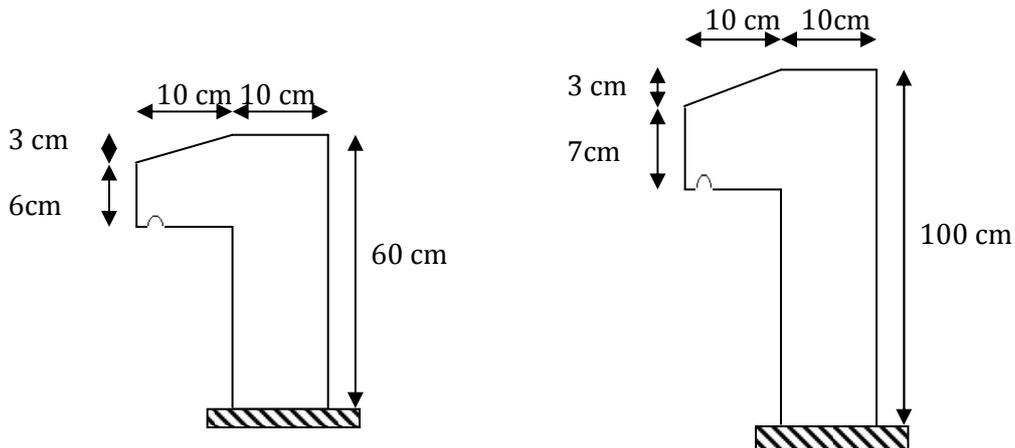


Figure II.5 : Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b)

- Pour la terrasse accessible on prend $H=100\text{cm}$;
- Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60\text{cm}$.

Évaluation des charges et des surcharges :

➤ L'acrotère de terrasse accessible :

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m ²)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.1085	25	2.71
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.015	20	0.3
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.02	20	0.4
				$\Sigma = 3.41$

Tableau II.6: Évaluation des charges de L'acrotère de terrasse accessible.

La charge permanente totale est estimée à : $G = 3.41 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation $Q=1,5 \text{ KN/ml}$

L'acrotère de terrasse inaccessible

➤ L'acrotère de terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Épaisseur(m)	Surface (m ²)	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0.0685	25	1.46
Enduit de ciment intérieur	0.015	0.0075	20	0.15
Enduit de ciment extérieur	0.02	0.01	20	0.2
				$\Sigma = 1.81$

Tableau II.7: Évaluation des charges de l'acrotère de terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 1.81 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/ml}$

II.4. Les escaliers

II.4.1. Définition

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de contremarches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. La figure II.3. montre les différents éléments constituant un escalier :

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

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

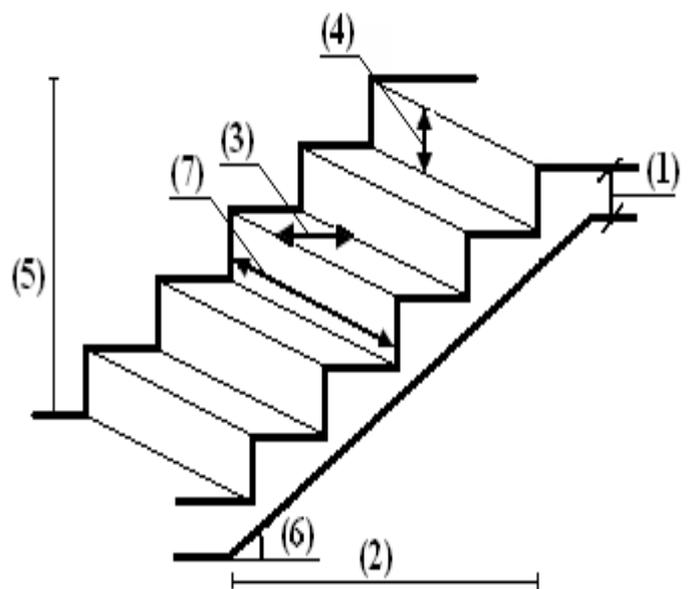
(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)



H_e : Hauteur d'étage

Le dimensionnement revient à déterminer :

- 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 :

$$2h + g = m; \text{ avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

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

Avec :

$$h = H/n$$

$$g = L / (n - 1)$$

n : est le nombre de marches sur la volée

On distingue dans notre projet 02 type d'escalier :

Type 01 : Escaliers droits à deux volées, du 1^{ème} étage jusqu'au dernier étage

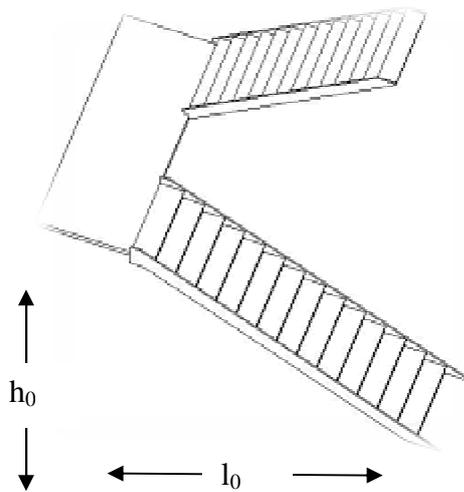


Figure II.6 : escalier a deux volées (type1)

1^{ère} et 2^{ème} volé:

En ce niveau on a deux dimensions différentes :

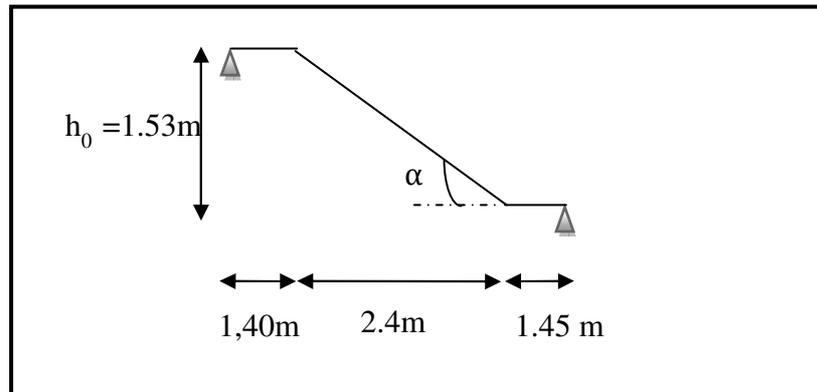


Figure II.7 : schémas statique de la première volée

Calcul de h et g : On a : $h_0 = 1,53\text{m}$

$$L_0 = 2,4$$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0$.

On trouve : $n = 9$ c.-à-d. : $\begin{cases} 9 \text{ contres marches.} \\ 8 \text{ marches} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donné par la condition $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{569}{30} \leq e \leq \frac{569}{20} \Rightarrow 18,96 \text{ cm} \leq e \leq 28,45 \text{ cm}$$

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

On prend : **$e = 20 \text{ cm}$** .

Type 02 : RDC**1^{ere} et 2^{eme} volé:**

En ce niveau on a deux dimensions différentes :

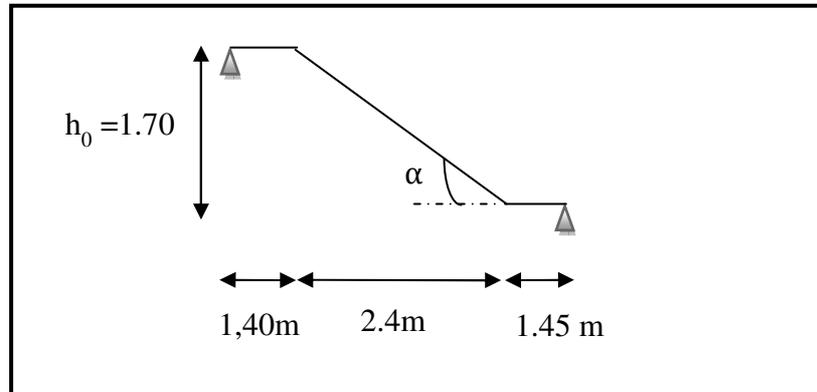


Figure II.8 : schémas statique de la première volée

Calcul de h et g : On a : $\begin{cases} h_0=1.70\text{m} \\ L_0=2.4 \end{cases}$

En résolvant l'équation : $64 n^2 - (64+2H_0+L_0) n + 2H_0 = 0$.

On trouve : $n = 10$ c.-à-d. : $\begin{cases} \mathbf{10 \text{ contres marche}} \\ \mathbf{9 \text{ marches}} \end{cases}$

$$g = \frac{l_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}.$$

$$h = \frac{h_0}{n} \Rightarrow h = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}.$$

Épaisseur de la paille :

L'épaisseur de la paille est donné par la condition $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis, $L = l_v + l_p$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée).

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{579}{30} \leq e \leq \frac{579}{20} \Rightarrow 19,30 \text{ cm} \leq e \leq 28,95 \text{ cm}$$

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

On prend : **$e = 20 \text{ cm}$** .

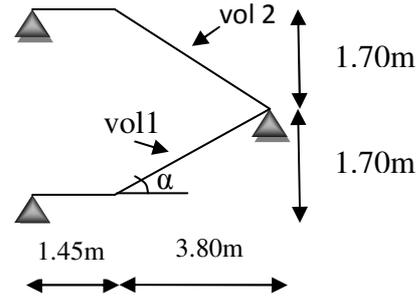
Type 2: Escaliers à deux volées droites avec quartier tournant (R D C):

✓ La volée (1) et (2) :

$H_0=1.70m; L_0=3.80m$

$n-1=8$

$n=9$



Épaisseur de la paillasse :

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

Figure II.9 : Schéma de l'escalier type 2

Avec : $L=1.45+(3.80^2+1.70^2)^{1/2}=5.61m.$

$$\frac{561}{30} \leq e \leq \frac{561}{20} \Rightarrow 18.7 \leq e \leq 28.05cm \quad \text{Soit } e = 20cm.$$

- calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.70 / 3.8 = 0.44 \rightarrow \alpha = 24.10^\circ$$

Type 03 : pour le sous sol 01

La volée (1) :

$H_0=1.775m; L_0=2.50m$

$n-1=8$

$n=9$

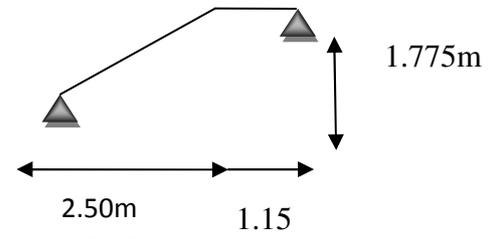


Figure II.10: schéma d'un escalier de type 3

Épaisseur de la paillasse :

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

Avec : $L=1.15+(2.5^2+1.775^2)^{1/2}=3.25m.$

$$\frac{325}{30} \leq e \leq \frac{325}{20} \Rightarrow 10.83 \leq e \leq 16.25cm \quad \text{Soit } e = 15cm.$$

- calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.775 / 2.5 = 0.71 \rightarrow \alpha = 35.37^\circ$$

La volée (2) :

$H_0=1.775\text{m}; L_0=3.30\text{m}$

$n-1=8$

$n=9$

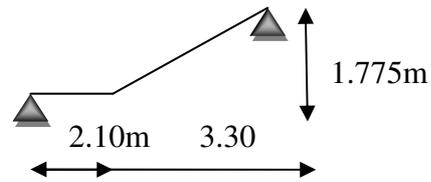


Figure II.11: schéma d'un escalier de type 3

Épaisseur de la paillasse :

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

Avec : $L=2.1+(3.30^2+1.775^2)^{1/2}=5.84\text{m}$.

$$\frac{584}{30} \leq e \leq \frac{584}{20} \Rightarrow 19.46 \leq e \leq 29.2\text{cm} \quad \text{Soit } e = 20\text{cm}.$$

– calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 1.775/3.3 = 0.53 \rightarrow \alpha = 28.27^\circ$$

Les escaliers :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	5	5.67
Poids des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Lit de sable	0.36	0.36
Revêtement vertical	0.00	0.28
Enduit de ciment	0.4	0.4
Total G KN/m²	6.1	9.42
Total Q KN/m²	2.5	2.5

Tableau II.8 : Tableau d'évaluation des charges sur l'escalier

II.5 : Les Poutrelles

a. Pré dimensionnement des Poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nœuds de deux poutrelles successive

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

h_t : hauteur totale de la poutrelle

$b_0 : (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \longrightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$

Donc on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

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

$b_1 \leq \min (55/2, 340/10)$ **CBA93 (art: A.4.1.3)**

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$b = 2 b_1 + b_0$

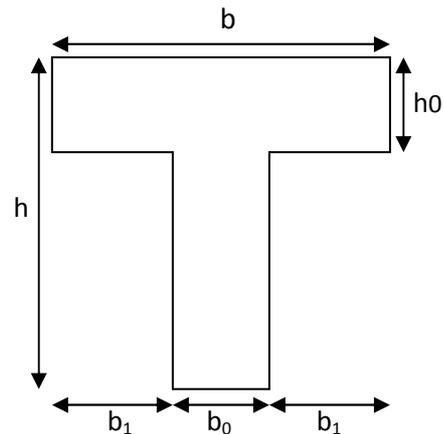


Figure II.12: schéma d'une poutrelle

$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc on prend : $b = 65 \text{ cm}$

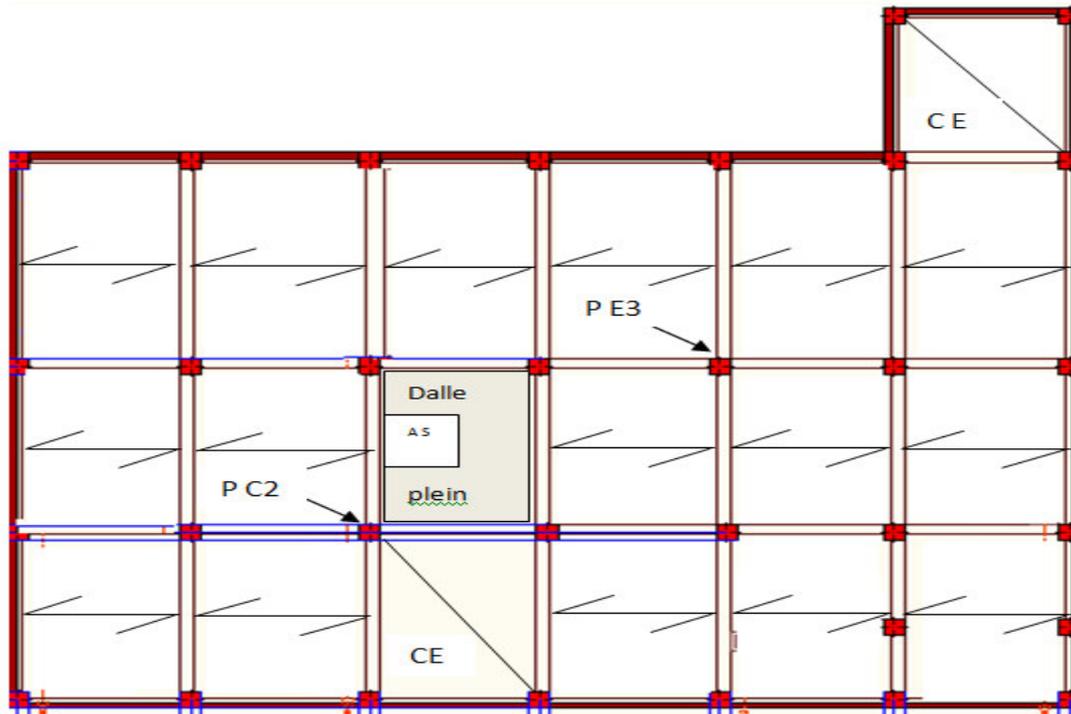
b. Disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées de manière à satisfaire les deux critères, comme indiquée sur la figure ci-après :



I.1 Pré dimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.6. Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$ pour les voiles simples, et h_e : hauteur libre d'étage ;
- Pour étage courant $h_e = 2,86m$
- Pour R.D.C. $h_e = 3.20m$
- Pour sous- sol 01 $h_e = 3,90 m$
- Pour sous-sol 02 $h_e = 3,55 m$

D'où :

$$e \geq \frac{320}{20} = 16cm. \text{ pour RDC}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14,30cm. \text{ pour (Étages courants)}$$

$$e \geq \frac{390}{20} = 19,50cm. \text{ pour (sous - sol01)}$$

$$e \geq \frac{355}{20} = 17,75cm. \text{ pour (sous - sol02)}$$

Soit : **e= 15cm** pour les étage courant

Et : **e=20cm** pour le RDC.et sous-sol01 et sous-sol02. De plus pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4e . \text{ D'où } L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur $\geq 80\text{cm}$.

II.7. Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

II.7.1 : Les poutres principales (P.P) :

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 4,95\text{m} \quad \frac{495}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33.00\text{cm} \leq h_{pp} \leq 49.5\text{cm}$$

Soit : **h= 40 cm et b = 30 cm.**

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

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

$$\text{suivantes : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

Sous-sol

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 6\text{m} \quad \frac{600}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{600}{10} \Rightarrow 40\text{cm} \leq h_{pp} \leq 60\text{cm}$$

Soit : **h= 40 cm et b = 30 cm.**

II.7.2 : Les poutres secondaires (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

$$L_{\max} = 3,55\text{m}$$

$$\frac{355}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.66\text{cm} \leq h_{ps} \leq 35.50\text{cm}$$

Soit : **h = 35 cm** et **b = 30 cm**.

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

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

- $b \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/40 = 1,16 < 4$ condition vérifiée.

II.8 :Les poteaux :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire

Murs extérieur et murs de séparation entre appartements :

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes	G = 2.80 kn/m²	

Tableau II.9 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Plancher dalle pleine pour l'ascenseur :

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Plancher dalle pleine	0.15	3.75
Total charges permanentes	G = 3.75 kn/m²	
Total charges Exploitations	Q = 1 kn/m²	

Tableau II.10 : Tableau d'évaluation des charges d'un plancher dalle pleine pour l'ascenseur

II.8.1 Calcul du poids propres des poteaux.

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci après poids propre des poteaux est : $P=25 \times S \times h_e$

h_e : hauteur libre d'étage

S : surface du poteau ($b \times h$)

Etages	le Sous-sol 01	le Sous-sol 02	1 ^{er} et RDC	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème}	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et terrasse
S(cm ²)	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	30*30
Poids (KN)	35.1	26.84	20	14.47	11.44	6.43

Tableau II.11 : poids propres des poteaux

II.8.2 Loi de dégression des charges d'exploitations en fonction du nombre d'étages

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié

▪ La loi de dégression des charges d'exploitation

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

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Dans ce projet les surcharges d'exploitation ne sont pas égaux.

Q_1, \dots, Q_7 : La surcharge d'exploitation sur les étages a usage d'habitation

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible

Q' : La surcharge d'exploitation sur le R.D.C

Q'' : La surcharge d'exploitation sur le sous-sol (parking)

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N_1 : Q_0$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1$$

$$N_3 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$N_4 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$N_5 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

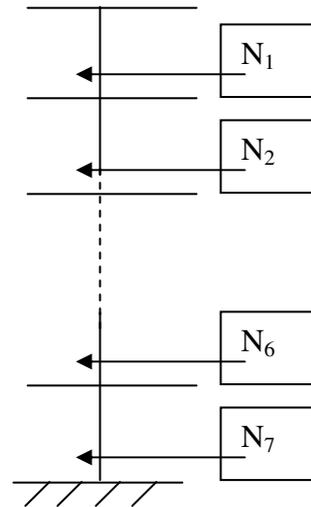


Figure II.13 : Schéma statique de la descente de charge

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P (C-3)** et **P(E-3)**, car :

- Le poteau **P (C-3)** est un poteau de la cage d'escalier.
- Le poteau **P(E-3)** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.

II .8.3 Récapitulation des résultats de descente de charges

Pour déduire l'effort normale sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau.

Descente des charges pour le poteau P (E-3) :

Calcul des surfaces afférentes :

➤ **La surface afférente**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 4.371 + 4.248 + 4.37 + 4.248$$

$$S = 17.24 \text{ m}^2$$

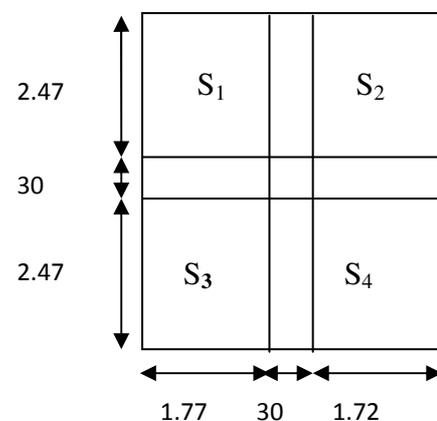


Figure II.13 : surface qui revient au poteau E3.

Calcul de poids propre :

Pour plancher terrasse accessible : $G = 6.81 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S \Rightarrow P = 117.40 \text{ KN}$.

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S \Rightarrow P = 25.85 \text{ KN}$$

Pour plancher terrasse inaccessible : $G = 6.43 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S \Rightarrow P = 110.85 \text{ KN}$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S \Rightarrow P = 17.24 \text{ KN}$$

Pour plancher d'étage courant : $G = 5.33 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S \Rightarrow P = 91.88 \text{ KN}$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = Q \times S \Rightarrow P = 25.86 \text{ KN}$$

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times h = 2.25h$.

- **Poids des poutres :**

Poutres porteuses (PP) : $PP = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.95 \Rightarrow PP = 14.85 \text{ KN}$

Poutres secondaires (PS): $PS = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.55 \Rightarrow PS = 9.31 \text{ KN}$

II .8.4 Récapitulation des résultats de la descente de charges

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse	117,40	
	Poutres	24,16	
	Poteau (30×30)	6,43	
	Total	147,99	25,86
N ₂	Venant de N ₁	147,99	
	Plancher étage courant	91,88	
	Poutres	24,16	
	poteau (30×30)	6,43	
	Total	270,46	51,72

N ₃	Venant de N ₂	270,46	74,99
	Plancher étage courant	91,88	
	Poutres	24,16	
	poteau (40×40)	11,44	
	Total	397,94	
N ₄	Venant de N ₃	397,94	93,35
	Plancher étage courant	91,88	
	Poutres	24,16	
	Poteau (40×40)	11,44	
	Total	525,42	
N ₅	Venant de N ₄	525,42	113,78
	Plancher étage courant	91,88	
	Poutres	24,16	
	poteau (45×45)	14,47	
	Total	655,93	

N ₆	Venant de N ₅	655,93	129,30
	Plancher étage courant	91,88	
	Poutres principales	24,16	
	poteau (45×45)	14,47	
	Total	786,44	
N ₇	Venant de N ₆	786,44	142,23
	Plancher étage courant	91,88	
	Poutres	24,16	
	poteau (50×50)	20,00	
	Total	922,18	
N ₈	Venant de N ₇	922,18	
	Plancher R D C	91,88	
	Poutres	24,16	
	poteau (50×50)	20,00	

	Total	1058,22	155,16
	Venant de N ₈	1058,22	
	Plancher de sous sol 01	91,88	
N ₉	Poutres	24,16	
	poteau (55×55)	26,84	
	Total	1201,1	168,09
	Venant de N ₉	1195,57	
	Plancher de sous sol 02	91,88	
N ₁₀	Poutres	24,16	
	poteau (60×60)	35,10	
	Total	1352,24	181,02

Tableau II.12 : Descente des charges pour le poteau E3.

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

G =1352,24KN et Q = 181.02 KN.

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q)$$

$N_{u1} = 1.1(1.35G_t + 1.5Q_t) = 2306,75 \text{KN}$
$N_{SI} = G_t + Q_t = 1533,26 \text{KN}$

II.9 Descente de charge pour le poteau C2

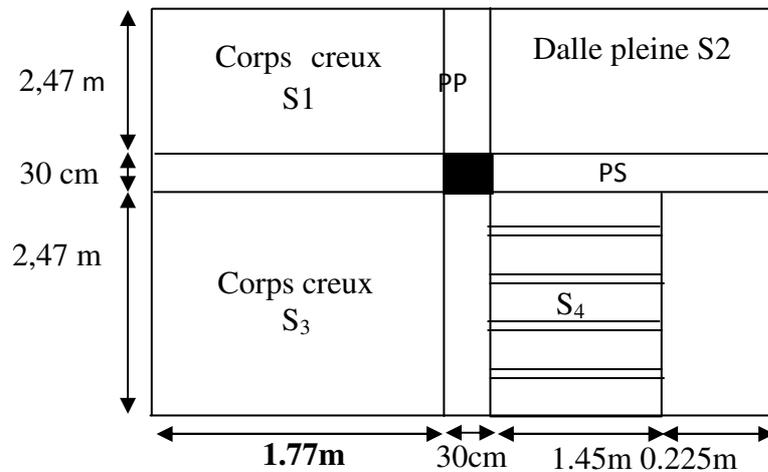


Figure II.14 : surface qui revient au poteau C2.

- Poutres Principales (40×30).
- Poutres Secondaires (35×30).
 - Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_{\text{dalle pleine}} + S_{\text{corps creux}}$
 - Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
 - Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 16,45 \text{ m}^2$

II.9.1 : Récapitulation des résultats de la descente de charges

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N ₀	Plancher terrasse inaccessible	53,30	9,29
	Poutres	23,66	
	Poteau (30×30)	6,43	
	Maçonnerie	41,96	
	L'acrotère	11,42	
	Total	141,07	
N ₁	Venant de N ₀	141,07	
	Plancher terrasse accessible	87,69	
	Dalle plein	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,58	

	Poutres	24,16	41,83
	poteau (30×30)	6,43	
	Maçonnerie	41,96	
	L'acrotère	18,54	
	Total	385,62	
N ₂	Venant de N ₁	385,62	94,66
	Plancher étage courant	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	
	poteau (30×30)	6,43	
	Total	616,90	
N ₃	Venant de N ₂	616,90	133,40
	Plancher étage courant	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Poutres	24,16	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poteau (40×40)	11,44	
	Total	853,19	
N ₄	Venant de N ₃	853,19	158,05
	Plancher étage courant	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	
	poteau (40×40)	11,44	
	Total	1089,48	

N5	Venant de N ₄	1089,48	
	Plancher étage courant	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres principales	24,16	
	poteau (45×45)	14,47	
	Total	1328,80	220,81
N6	Venant de N ₅	1328,80	
	Plancher étage courant	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	
	poteau (45×45)	14,47	
	Total	1568,12	243,63
N7	Venant de N ₆	1568,12	
	Plancher étage courant	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	
	poteau (50×50)	20,00	
	Total	1812,97	266,40
N ₈	Venant de N ₇	1812,97	
	Plancher R D C	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Escalier (palier+volée)	55,56	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	

	poteau (50×50)	20,00	
	Total	2057,82	290,54
N ₉	Venant de N ₈	2057,82	
	Plancher de sous sol 01	87,69	
	Dalle plein ascenseur	15,48	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	
	poteau (55×55)	26,84	
	Total	2253,95	305,11
N ₁₀	Venant de N ₉	2253,95	
	Plancher de sous sol 02	87,69	
	Maçonnerie	41,96	
	Poutres	24,16	
	poteau (60×60)	35,10	
	Total	2442,86	311,55

Tableau II.13 : Descente des charges pour le poteau E3.

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité :

G = 2437,33KN et Q = 311.55 KN.

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime Nu de 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 * (1.35 * G + 1.5 * Q)$$

$N_{u2} = 1.1(1.35G_t + 1.5Q_t) = 4141,70 \text{KN}$
$N_{S2} = G_t + Q_t = 2754,41 \text{KN}$

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité à la base :

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \text{ Avec : } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} \Rightarrow B = 0.29 \text{m}^2$$

On a : $B = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{m}^2$ $B = 0.36 \geq 0.29 \text{m}^2$Condition vérifiée.

Niveaux	N _u (KN)	Sections (cm ²)	Condition B > B _{calculée}		observation
			B (m ²)	B _{calculée} (m ²)	
Sous-sol 02	4141.70	60*60	0.36	0.29	vérifiée
Sous-sol 01	3850.54	55*55	0.30	0.27	vérifiée
R C D	3535.25	50*50	0.25	0.24	vérifiée
Etage 01	3131.88	50*50	0.25	0.22	vérifiée
Etage 02	2730.64	45*45	0.20	0.19	vérifiée
Etage 03	2337.60	45*45	0.20	0.16	vérifiée
Etage 04	1878.66	40*40	0.16	0.13	vérifiée
Etage 05	1487.09	40*40	0.16	0.10	vérifiée
Etage 06	1072.28	30*30	0.09	0.07	vérifiée
Etage 07	641.66	30*30	0.09	0.045	vérifiée
Terrasse	224.81	30*30	0.09	0.016	vérifiée

Tableau II.14: Vérification des poteaux à la compression simple.

Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

- B_r: Section réduite du béton.
- A_s: Section des armatures.
- γ_b: coefficient de sécurité de béton.
- γ_s: coefficient de sécurité des aciers
- α: Coefficient en fonction de l'élancement λ.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement : $\lambda = L_f / i$

L_f: Longueur de flambement=0,7l₀

L₀: Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie : $I = b_1 \times h_1^3 / 12$

- **Vérification du poteau de sous-sol 02 :**

$$B = 0.60 \times 0.60 = 0.36m^2. \Rightarrow I = \frac{0.60 \times 0.60^3}{12} = 0.010m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.01}{0.36}} = 0.166$$

$$\lambda = \frac{2.73}{0.166} = 16.44 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.44}{35}\right)^2} = 0.58$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{4141.70 \times 10^{-3}}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.32m^2$$

B_r . calculée : la section réduite

$$Br. = (60-2.5) \times (60-2.5) = 0.33 m^2 > 0.32 m^2$$

Niveaux	Nu (KN)	Sections (cm ²)	Condition Br > Br calculée		observation
			Br (m ²)	Br calculée (m ²)	
Sous-sol 02	4141.70	60*60	0.33	0.32	vérifiée
Sous-sol 01	3850.54	55*55	0.27	0.21	vérifiée
R C D	3535.25	50*50	0.22	0.20	vérifiée
Etage 01	3131.88	50*50	0.22	0.17	vérifiée
Etage 02	2730.64	45*45	0.18	0.15	vérifiée
Etage 03	2337.60	45*45	0.18	0.12	vérifiée
Etage 04	1878.66	40*40	0.14	0.10	vérifiée
Etage 05	1487.09	40*40	0.14	0.08	vérifiée
Etage 06	1072.28	30*30	0.075	0.06	vérifiée
Etage 07	641.66	30*30	0.075	0.03	vérifiée
Terrasse	224.81	30*30	0.075	0.013	vérifiée

Tableau II.15: Vérification au flambement des poteaux

- **Condition de RPA 99 :**

1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifié.
2. $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$ vérifier.

3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

II.10. CONCLUSION :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes:

- Poutres principales (40,30) cm².
- Poutres secondaires (35,30) cm²
- Sous-sol 01 poteaux (55,55) cm².
- Sous-sol 02..... poteaux (60,60) cm²
- R D C et 1^{er} étage..... poteaux (50,50) cm²
- 2^{ème}, 3^{ème} étagepoteaux (45,45) cm²
- 4^{ème} , 5^{ème} étagepoteaux (40,40) cm².
- 6^{ème} , 7^{ème} étage..... poteaux (30,30) cm².
- Terrasse accessible..... poteaux(30,30) cm².

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges.

III.2. Etude des planchers :

III.2.1. Les poutrelles des planchers (16+4) :

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- **Critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- **Critère de continuité** : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Le sens de disposition des poutrelles dans notre bâtiment et montré sur la figure (3-1)

III.2.2. Les différents types des poutrelles obtenues sont :

Type1:

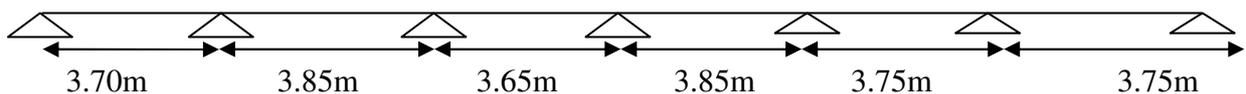


Schéma statique du 1^{er} type de poutrelles

Type 2:

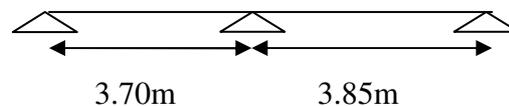


Schéma statique du 2^{ème} type de poutrelles.

Type 3 :

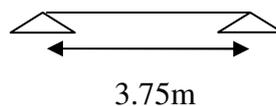


Schéma statique du 3^{ème} type de poutrelles

Type 4:

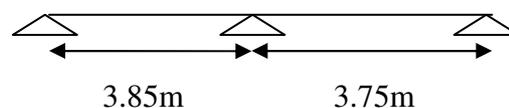


Schéma statique du 4^{ème} type de poutrelles.

Type 5:

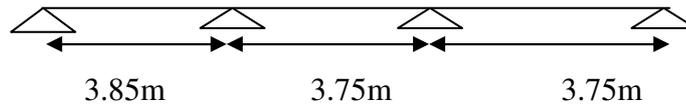


Schéma statique du 5^{ème} type de poutrelles.

Type 6 :

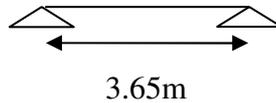


Schéma statique du 6^{ème} type de poutrelles.

Figure III.1: Schéma statique des poutrelles

III.2.3. Calcul des sollicitations

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues.

➤ Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot.

✓ Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Art .L.III.2)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN/m}^2)$) ;
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$;
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

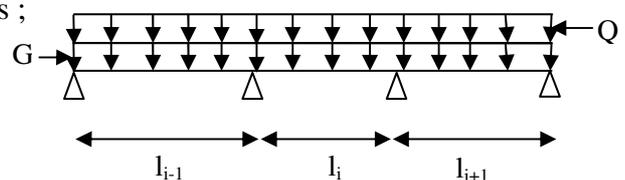


Figure III.2: Schéma d'une poutre continue

Principe de la méthode forfaitaire

a) Valeurs des moments :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure.III.1) et

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

avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

en travées

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05, (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive;} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. moment en appui intermédiaire :

les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

En appuis

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait-il de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(-0.15M_0)$.

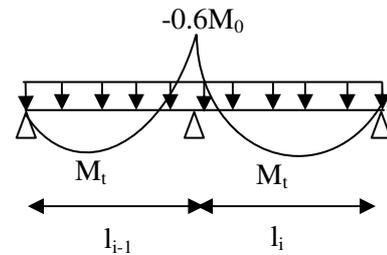
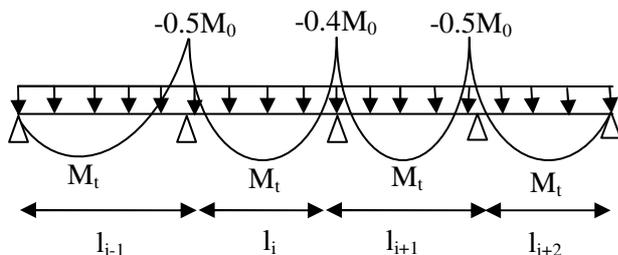


Figure III.3: Moments d'une poutre à plus de deux travées

Figure III.4: Moments d'une poutre à 2 travées

b) Évaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ;
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées ;
- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

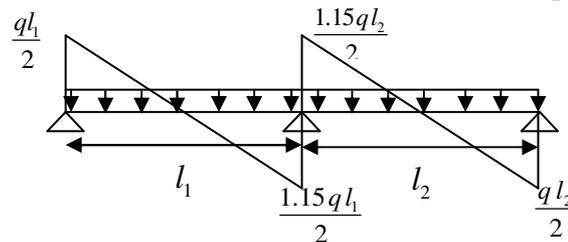


Figure III.5: Effort tranchant d'une poutre à 2 travées

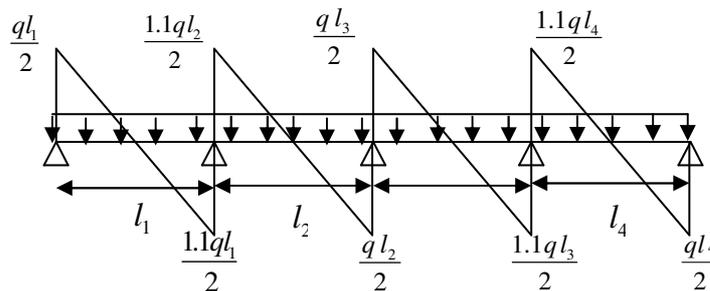


Figure III.6: Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

✓ Méthode de Caquot

(Annexe E.2 du BAEL 91)

Cette méthode est applicable lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite.

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Principe de la méthode

a) Évaluation des moments

a.1) Moment sur appuis (M_i)

pour une charge répartie :
$$M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}$$

pour une charge concentré :
$$M_i = \frac{kg \times pg \times l'_g{}^2 + kd \times pd \times l'_d{}^2}{l'_g + l'_d}$$

Tel que
$$\left\{ \begin{array}{l} l'_g \text{ et } l'_d \text{ longueur fictives.} \\ q_g, q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{array} \right.$$

$$l' = \left\{ \begin{array}{l} 0,8.l : \text{travée intermédiaire.} \\ l : \text{travée de rive.} \end{array} \right.$$

a.2) Moment en travée (M_i)

$$M_i(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

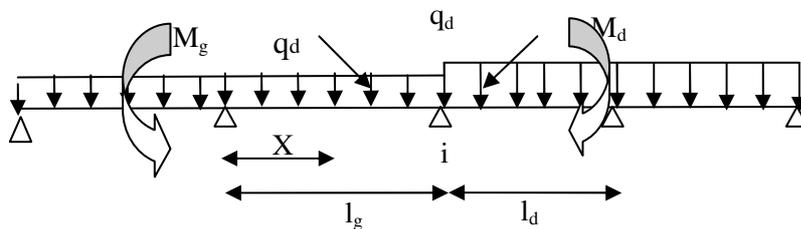


Figure III.7: Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

$$\frac{dM_i(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

b) Évaluation des efforts tranchants

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

avec :

M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

Choix de la méthode de calcul.

III.2.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau III.1 : charges et surcharges revenant aux poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.43	1	10.18	6.61	7.43	4.82
Terrasse accessible	6.81	1.5	11.44	7.43	8.31	5.40
Étages courants	5.33	1.5	9.44	6.13	6.83	4.43
Étages commerciaux	5.33	5	14.69	9.55	10.33	6.71
Étages service	5.33	2.5	10.94	7.11	7.83	5.08

III.2.5. Calcul des sollicitations**Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2)**

1^{ère} condition :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6.43\text{KN/m}^2 ; Q=1\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

Plancher terrasse accessible :

$$G=6.81\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 6.81 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

Plancher à usage d'habitation :

$$G=5.33\text{KN/m}^2 ; Q=1.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.33 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

Plancher à usage bureaux :

$$G=5.33\text{KN/m}^2 ; Q=2.5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 2.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

Plancher usage commercial :

$$G=5.33\text{KN/m}^2 ; Q=5\text{KN/m}^2 \longrightarrow 5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 4.43 ; 5) \quad \text{vérifiée.}$$

2^{ème} condition :

$$0.8 \leq 4/4 ; 4/3.85 ; 3.85/3.85 ; 3.85/4 ; 4/4 \leq 1.25 \quad \text{vérifiée.}$$

3^{ème} condition : le moment d'inertie est considéré constant sur toutes les travées.

4^{ème} condition : la fissuration est peut nuisible.

domaine d'application (BAEL91art B.6.210) :

Le **BAEL91** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

2-Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

3-Le rapport $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ est vérifié pour tous types de poutrelles.

4- Fissuration peu nuisible

Toutes les conditions d'utilisation de cette méthode sont satisfaites.

Donc on applique la méthode forfaitaire pour les différents types de poutrelles.

T 5

Figure III.8: : schéma statique d'une poutrelle type2

a) Calcul à L'ELU :**• Moment isostatique :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{6.13 \times 3.85^2}{8} = 11.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{6.13 \times 3.75^2}{8} = 10.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{6.13 \times 3.75^2}{8} = 10.77 \text{ KN.m}$$

b) Calcul à L'ELS :**• Moment isostatique :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_S l^2}{8} = \frac{4.43 \times 3.85^2}{8} = 8.20 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{4.43 \times 3.75^2}{8} = 7.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{4.43 \times 3.75^2}{8} = 7.78 \text{ KN.m}$$

▪ Moments aux appuis :**A L'ELU**

$$M_A = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(11.35; 10.77) = -5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times (10.77; 10.77) = -5.38 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0$$

A L'ELS

$$M_A = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(8.20; 7.78) = -4.10 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times (7.78; 7.78) = -3.89 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0$$

▪ Les moments fléchissant en travées :

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

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5+5.33} = 0.21 \quad ;$$

$$\begin{cases} \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = 0.76; \\ \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = 0.53 \end{cases}$$

A L'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1+0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \\ - M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{pour une travée de rive} \\ - M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{pour une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1+0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \quad \dots\dots\dots(1) \\ - M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec : $M_B = -5,67 \text{KNm}$; $M_A = 0 \text{KN.m}$; $M_0 = 11,35 \text{KN.m}$

$$- M_t + \frac{0 + 5.67}{2} \geq \max(17.25; 11.92) \Rightarrow M_t \geq 9.23 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$- M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.21}{2} \times 11,35 \Rightarrow 8.62 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$- M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 9.23 \text{KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \dots\dots\dots(1) \\ - M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec : $M_B = -5,67 \text{KNm}$; $M_c = -5.38 \text{KN.m}$; $M_0 = 10,77 \text{KN.m}$

$$- M_t + \frac{5.67 + 5.38}{2} \geq \max(11.41; 11.30) \Rightarrow M_t \geq 5.88 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$- M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 10,77 \Rightarrow 5.70 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$- M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 5.88 \text{KN.m}$$

Travée C-D : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \dots\dots\dots(1) \\ - M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec : $M_c = -5,38 \text{KNm}$; $M_D = 0 \text{KN.m}$; $M_0 = 10,77 \text{KN.m}$

$$- M_t + \frac{5.38 + 0}{2} \geq \max(11,41; 11.30) \Rightarrow M_t \geq 8.72 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$- M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \times 10,77 \Rightarrow 8.18 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$- M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 8.72 \text{KN.m}$$

A L'ELS

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

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.33} = 0.21 \quad ;$$

$$\begin{cases} \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = 0.76; \\ \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} = 0.53 \end{cases}$$

- **Travée A-B** : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$\begin{cases} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \dots\dots\dots(1) \\ - M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

- Avec : $M_B = -4,10KNm$; $M_A = 0KN.m$; $M_0 = 8,20KN.m$

$$- M_t + \frac{0+4.10}{2} \geq \max(8.69;8.61) \Rightarrow M_t \geq 8.69 KN.m \dots\dots\dots(1)$$

$$- M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.21}{2} \times 8.20 \Rightarrow 6.23KN.m \dots\dots\dots(2)$$

$$- M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 8.69KN.m$$

Travée B-C : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\begin{cases} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \dots\dots\dots(1) \\ - M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

- Avec : $M_B = -4.10KNm$; $M_c = -3.38KN.m$; $M_0 = 7,78KN.m$

$$- M_t + \frac{4.10+3.38}{2} \geq \max(8.24;8.16) \Rightarrow M_t \geq 4.50 KN.m \dots\dots\dots(1)$$

$$- M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.21}{2} \times 7.78 \Rightarrow 4.12KN.m \dots\dots\dots(2)$$

$$- M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 4.50KN.m$$

Travée C-D : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$\begin{cases} - M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha)M_0; 1.05 \times M_0) \dots\dots\dots(1) \\ - M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

Avec : $M_C = -3,38KNm$; $M_D = 0KN.m$; $M_0 = 7,78KN.m$

$$- M_t + \frac{3.38+0}{2} \geq \max(8,24;8,16) \Rightarrow M_t \geq 6.55KN.m \dots \dots \dots (1)$$

$$- M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.21}{2} \times 7,78 \Rightarrow 5,91KN.m \dots \dots \dots (2)$$

$$- M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 6,55KN.m$$

▪ **Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_A = \frac{6.13 \times 3.85}{2} \Rightarrow V_A = 11,80KN$$

$$V_B = -1.10 \times V_A \Rightarrow V_B = -12,98KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.10 \times \frac{q_u \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_B = 1.10 \times \frac{6.13 \times 3.75}{2} = 12..64KN$$

$$V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_C = -1.1 * \frac{6.13 \times 3.75}{2} = -12.64KN$$

Travée C-D :

$$V_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} = 1.1 * \frac{6.13 \times 3.75}{2} \Rightarrow V_C = 12.64KN$$

$$V_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} = -\frac{6.13 \times 3.75}{2} \Rightarrow V_D = -11,49KN$$

A L'ELS

▪ **Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} \Rightarrow V_A = \frac{4.43 \times 3.85}{2} \Rightarrow V_A = 8.52KN$$

$$V_B = -1.10 \times V_A \Rightarrow V_B = -9.38KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.10 \times \frac{q_s \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_B = 1.10 \times \frac{4.43 \times 3.75}{2} = 9.13 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{q_s \times l_{BC}}{2} \Rightarrow V_C = -1.1 \times \frac{4.43 \times 3.75}{2} = -9.13 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_C = \frac{q_s \times l_{CD}}{2} = 1.1 \times \frac{4.43 \times 3.75}{2} \Rightarrow V_C = 9.13 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{q_s \times l_{CD}}{2} = -\frac{4.43 \times 3.75}{2} \Rightarrow V_D = -8.30 \text{ KN}$$

Les résultats des autres types des poutrelles de plancher terrasse, plancher étage courant, sous sol et RDC sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Terrasse inaccessible

TYPE 03 :

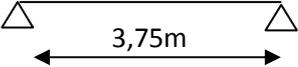
													
		P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
Travée	L(m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.75	6.61	4.82	11.61	8.47	0	0	0	0	11.61	8.47	12.39	-12.39

Tableau III.2 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible)

TYPE 06 :

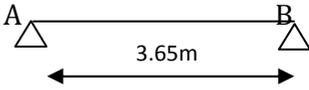
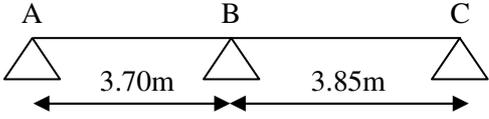
													
		P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
Travée	L(m)	P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.65	6.61	4.82	11.00	8.02	0	0	0	0	11.00	8.02	12.06	-12.06

Tableau III.3 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible)

Terrasse accessible :

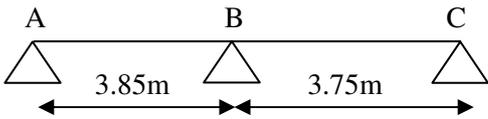
TYPE 02 :



Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	7.43	5.40	12.71	9.24	0	0	-8.26	-6.00	9.27	6.73	13.74	-15.80
B-C	3.85	7.43	5.40	13.76	10.00	-8.26	-6.0	0	0	10.3	7.54	16.44	-14.30

Tableau III.4: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (tér rasse accessible)

TYPE 04 :



Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.85	7.43	5.40	13.76	10.0	0	0	-8.26	-6	10.3	7.54	14.30	-16.44
B-C	3.75	7.43	5.40	13.06	9.42	-8.26	-6	0	0	9.63	7.00	16.02	-13.93

Tableau III.5 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)

TYPE 05 :

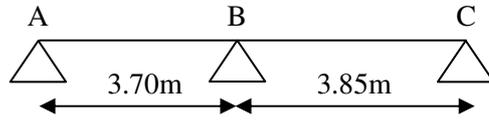


Trav	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.75	7.43	5.40	13.76	10.00	0	0	-6.88	-5.00	11.06	8.04	14.30	-15.73
B-C	3.75	7.43	5.40	13.06	9.49	-6.88	-5.00	-6.53	-4.74	7.05	5.13	15.32	-15.32
C-D	3.75	7.43	5.40	13.06	9.49	-6.53	-4.74	0	0	10.50	7.63	15.32	-13.93

Tableau III.6 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1

Etage courant :

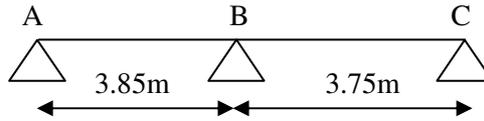
TYPE 02 :



Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	6.13	4.43	10.49	7.58	0	0	-	-	7.77	5.61	11.34	-13.04
B-C	3.85	6.13	4.43	11.35	8.20	-6.81	-4.92	0	0	8.69	6.28	13.57	-11.80

Tableau III.7: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (étage habitation)

TYPE 04 :



Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.85	6.13	4.43	11.35	8.20	0	0	-6.8	-4.9	8.66	6.26	11.80	-13.57
B-C	3.75	6.13	4.43	10.77	7.78	-6.8	-4.9	0	0	8.04	5.81	13.21	-11.49

Tableau III.8 : Les sollicitations à de la poutrelle type 1 (étage habitation)

TYPE 05

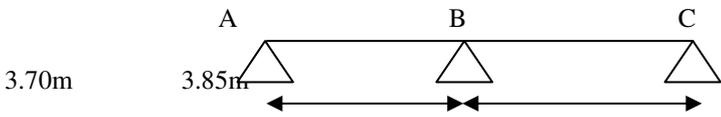


Trav	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.85	6.13	4.43	11.35	8.20	0	0	-5.67	-4.10	9.26	6.69	11.80	-12.98
B-C	3.75	6.13	4.43	10.77	7.78	-5.67	-4.10	-5.38	-3.89	5.94	4.3	12.64	-12.64
C-D	3.75	6.13	4.43	10.77	7.78	-5.38	-3.89	0	0	8.78	6.35	12.64	-11.49

Tableau III.9 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1

RDC :

TYPE 02 :



Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M _{0^u}	M _{0^s}	M _{g^u}	M _{g^s}	M _{d^u}	M _{d^s}	M _{t^u}	M _{t^s}	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	7.11	5.08	12.16	8.69	0	0	-7.90	-5.64	9.34	6.67	13.15	-15.12
B-C	3.85	7.11	5.08	13.17	9.41	-7.90	-5.64	0	0	10.44	7.46	15.73	-13.68

Tableau III.10: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (étage habitation)

TYPE 07 :



Travée	L(m)	P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M _{0^u}	M _{0^s}	M _{g^u}	M _{g^s}	M _{d^u}	M _{d^s}	M _{t^u}	M _{t^s}	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.85	7.11	5.08	13.17	9.41	0	0	0	0	13.17	9.41	13.68	-13.68

Tableau III.11: Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible)

TYPE 03 :

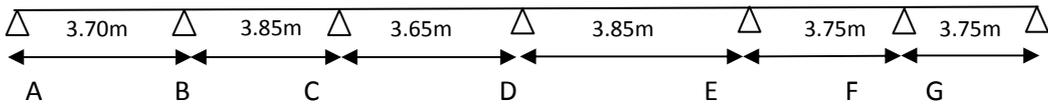


Travée	L(m)	P (KN/ m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M _{0^u}	M _{0^s}	M _{g^u}	M _{g^s}	M _{d^u}	M _{d^s}	M _{t^u}	M _{t^s}	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.75	7.11	5.08	12.49	8.47	0	0	0	0	12.49	8.93	13.33	-13.33

Tableau III.12 : Les sollicitations de la poutrelle type 3 (terrassé inaccessible)

SOUS SOL :

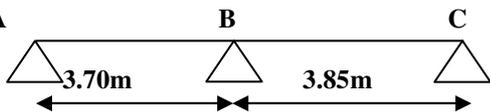
TYPE 01 :



Trav	L (m)	P(KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	9.55	6.71	16.43	11.48	0	0	-8.84	-6.21	14.27	10.02	17.66	-19.43
B-C	3.85	9.55	6.71	17.69	12.43	-8.84	-6.21	-7.07	-4.97	12.27	8.62	20.22	-18.38
C-D	3.65	9.55	6.71	15.90	11.17	-7.07	-4.97	-7.07	-4.97	11.11	7.81	17.42	-17.42
D-E	3.85	9.55	6.71	17.69	12.43	-7.07	-4.97	-7.07	-4.97	13.16	9.24	18.38	-18.38
E-F	3.75	9.55	6.71	16.78	11.79	-7.07	-4.97	-8.39	-5.89	11.46	8.05	17.9	-19.69
F-G	3.75	9.55	6.71	16.78	11.79	-8.39	-5.89	0	0	15.00	10.54	19.69	-17.9

Tableau III.13 : Les sollicitations de la, poutrelle type 1(sous sol)

TYPE 02 :



Trav	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		ELU	
		P _u	P _s	M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _g ^u	M _g ^s	M _d ^u	M _d ^s	M _t ^u	M _t ^s	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.70	9.55	6.71	16.34	11.48	0	0	-10.6	-7.45	13.3	9.40	17.66	-20.31
B-C	3.85	9.55	6.71	17.69	12.43	-10.6	-7.45	0	0	14.9	10.5	21.14	-18.38

Tableau III.14: Les sollicitations à de la poutrelle type 2 (étage habitation)

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 11,61 \text{ KN. M}$ $M_a^{\text{inter}} = -1.74 \text{ KN. m}$ $V_u^{\max} = 12,39 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.74 \text{ KN. M}$	$M_t^{\max} = 8,47 \text{ KN m}$ $M_a^{\text{inter}} = -1.27 \text{ KN m}$ $M_a^{\text{rive}} = -1.27 \text{ KN m}$
Plancher terrasse accessible	$M_t^{\max} = 11,06 \text{ KN. M}$ $M_a^{\text{inter}} = -8,26 \text{ KN. m}$ $V_u^{\max} = 16,44 \text{ KN}$ $M_a^{\text{rive}} = -2,06 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 8,04 \text{ KN m}$ $M_a^{\text{inter}} = -6,00 \text{ KN m}$ $M_a^{\text{rive}} = -1,50 \text{ KN m}$
Plancher étage	$M_t^{\max} = 9,26 \text{ KN. M}$	$M_t^{\max} = 6,69 \text{ KN m}$

courant	$M_a^{inter} = - 8,81 \text{ KN. m}$ $V_u^{max} = 13,57 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -1,70 \text{ KN.m}$	$M_a^{inter} = - 4,12 \text{ KN m}$ $M_a^{rive} = -1,23 \text{ KN m}$
R D C	$M_t^{max} = 13,17 \text{ KN. M}$ $M_a^{inter} = - 7,90 \text{ KN. m}$ $V_u^{max} = 15,73 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -1,97 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 9,41 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = - 5,64 \text{ KN m}$ $M_a^{rive} = -1,40 \text{ KN m}$
SOUS SOL	$M_t^{max} = 15,00 \text{ KN. M}$ $M_a^{inter} = - 10,06 \text{ KN. m}$ $V_u^{max} = 21,14 \text{ KN}$ $M_a^{rive} = -2,65 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 10,54 \text{ KN m}$ $M_a^{inter} = - 7,45 \text{ KN m}$ $M_a^{rive} = -1,86 \text{ KN m}$

Tableau III.15 : Sollicitations les plus défavorables des poutrelles

III.2.6. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 02 du terrasse inaccessible. On utilise les sollicitations maximales pour la détermination du ferrailage.

III.2.6.1. Le plancher étage courant

a. Type 01

✓ Sollicitations maximales

- A l'ELU

$$M_{Travée}^{max} = 9,26 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -1,70 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -8,81 \text{ KN.m ;}$$

$$V^{max} = 13,57 \text{ KN.}$$

- A l'ELS

$$M_{Travée}^{max} = 6,69 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -1,23 \text{ KN.m ;}$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -4,12 \text{ KN.m .}$$

$$V^{max} = 9,80 \text{ KN.}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned}
 b &= 65\text{cm} \\
 h_0 &= 4\text{cm} \\
 h &= 16\text{cm} \\
 h_t &= 20\text{cm} \\
 b_0 &= 10\text{cm} \\
 d &= 18\text{cm}
 \end{aligned}$$

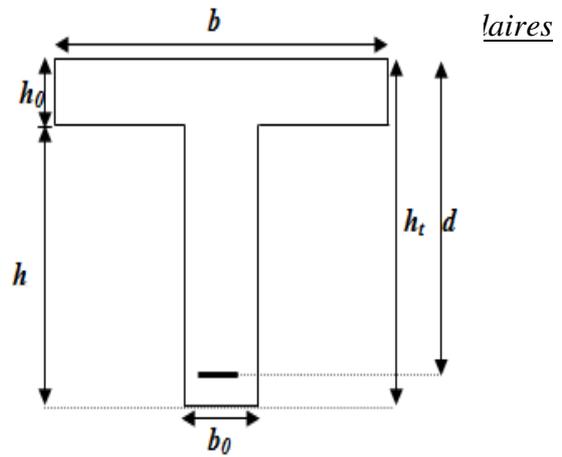


Figure III.9: Coupe verticale sur une poutrelle.

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

a. Calcul à l'ELU

Les armatures longitudinales :

✓ **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 9,26 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire

($b \times h_t$) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,26 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4\alpha_l) ;$$

$$\alpha_l = \frac{Y_l}{d} = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} \quad ; \quad \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} ;$$

$$\Rightarrow \mu_l = 0,392 .$$

$$\mu_{bu} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,039 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,039) = 0,18 \text{ m} ;$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{9,26 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA 8 + HA 10 = 1,80 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,80 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée .

✓ **En appuis**

1. Appui de rive

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0,14 \times 0,26) \text{ m}^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = -1,7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,7 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0369$$

$\mu_{bu} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\Rightarrow A' = 0$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0369}}{0,8} = 0,047$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0369) = 0,1777m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1,7 \times 10^{-3}}{0,1777 \times 348} = 0,25cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1HA8 = 0,50cm^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217cm^2$$

$$A_s = 0,50cm^2 > A_{Min} = 0,217cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

2. Appui intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -8,81KN.m$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0,10 \times 0,20)m$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,81 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,191 ;$$

$$\mu_{bu} = 0,191 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A » } \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa ;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,191}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,268 ;$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,24(1 - 0,4 \times 0,268) = 0,16 m ;$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{8,81 \times 10^{-3}}{0,16 \times 348} = 1,58cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA8 + 1HA10 = 1,80cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1,80 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Cisaillement**

$$V^{\max} = 13,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,57 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,75 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,2 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \Rightarrow$ C'est vérifié \Rightarrow pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Le choix des armatures transversales**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_{long}; \frac{b_0}{10} \right) = 5,714 \text{ mm};$$

Soit des étriers de : $\Phi 8$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement**

$$St \leq \text{Min} (0,9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm} \dots\dots (1) \quad (\text{Article A.5.1.2.2})[3]$$

$$St \leq A_t \frac{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} \dots\dots\dots (2) \quad (\text{Article A.5.1.2.3})[3]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 1 \times \frac{0,75 \times 400}{10 \times (0,75 - 0,3 \times 2,1)} = 250 \text{ cm};$$

$St \leq 250 \text{ cm}.$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,10} = 1m = 100cm ;$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 250; 100) cm ;$$

Soit : $S_t = 15cm$.

- **Vérification vis à vis l'effort tranchant**
- **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267.a.b_0.fc28$.

Avec $a \leq 0,9.d=0,162m$; soit : $a = 0,16m$

$$V_u = 13,57KN \leq 0,267 \times 0,16 \times 0,1 \times 25 = 106,8KN \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

1. Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

- **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{Mu}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(13,57 + \frac{-8,81}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^3} = -1,173 cm^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-) ; donc à ce niveau V_u est négligeable devant M_u (ça n'a pas d'influence sur les A_l).

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{13,57 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,39cm^2$$

$$A_l = 2,30cm^2 \geq 0,39cm^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

2. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} = \frac{25,5 \times 13,57 \times 10^{-5}}{0,9 \times 18 \times 65 \times 4 \times 10^{-6}} = 0,821MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min[0,13 \times f_{c28} ; 4MPa] = 3,25MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

a. Vérification des poutrelles à l'ELS

1. Les sollicitations max

$$M_{Travée}^{max} = 6,69 KN.m ;$$

$$M_{a\ rive}^{max} = -1,23\ KN.m ;$$

$$M_{a\ inter}^{max} = -4,12\ KN.m .$$

$$V^{max} = 9,80\ KN.$$

2. Exemple de calcul (étage courant)

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

b1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

b2. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{C28}$

✓ **En travée**

$$M_t^{max} = 6,69\ KN.m$$

- **Position de l'axe neutre**

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 1,80 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 1,42 \times 10^{-4}$$

$H = 1,42 \times 10^{-4} m > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression ;

\Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) ;

- **Calcul de Y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 ;$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times (1,80 + 0)y - 15 \times (1,80 \times 18 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 3,5\ cm.$$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A'(y - d')^2 + 15 \cdot A(d - y)^2 ;$$

$$I = \frac{0,65 \times 0,035^3}{3} + 0 + 15 \times 1,8 \times (0,18 - 0,035)^2 ;$$

$$I = 6605,708 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{6,69 \times 3,5 \times 10^{-5}}{6605,708 \times 10^{-8}} = 3,544 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifiée. CBA93(Art A.5.3.3)

✓ **En appuis**

1. Appuis intermédiaires

$$M_{int,ser}^{a \max} = -4,12 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 1,80 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) ;$$

$$H = 1,42 \times 10^{-4}.$$

$H > 0$ l'axe neutre passe par la table de compression ;

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

- **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 ;$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times (1,8 + 0)y - 15 \times (1,8 \times 18 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 3,5 \text{ cm}.$$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A'(y - d')^2 + 15 \cdot A(d - y)^2 ;$$

$$I = \frac{65 \times 0,035^3}{3} + 0 + 15 \times 1,8 \times (0,18 - 0,035)^2 ;$$

$$I = 6605,708 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^{a\max} \times y}{I} = \frac{4,12 \times 3,5 \times 10^{-5}}{6605,708 \times 10^{-8}} = 2,18 MPa \leq 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2. Appuis de rive

$$M_{rive,ser}^{a\max} = -1,23 KN.m$$

- **Position de l'axe neutre**

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 0,5 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 4,15 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ alors l'axe neutre passe par la table de compression ;

\Rightarrow Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

- **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 ;$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times (0,5 + 0)y - 15 \times (0,5 \times 18 + 0 \times 2) = 0 ;$$

$$y = 1,92 \text{ cm.}$$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A' (y - d')^2 + 15 \cdot A (d - y)^2 ;$$

$$I = \frac{65 \times 1,92^3}{3} + 0 + 15 \times 0,5 \times (18 - 1,92)^2 ;$$

$$I = 2092,6022 \text{ cm}^4.$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1,23 \times 1,92 \times 10^{-5}}{2092,6022 \times 10^{-8}} = 1,12 < 15 MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b3. Etat limite de déformation (Article B.6.5.1) [1]

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

- **Evaluation de la flèche** (Article L.6.2) [1]

Le calcul sera mené pour le plancher étage courant, **type 05**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{16}{385} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{j.ser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{j.ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 2,80 = 1,82 \text{ KN/m}$$

$q_{g.ser} = 0,65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{g.ser} = 0,65 \times G = 0,65 \times 5,33 = 3,46 \text{ KN/m}$$

$q_{p.ser} = 0,65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$\Rightarrow q_{p.ser} = 0,65 \times (5,33 + 1,5) = 4,43 \text{ KN/m}$$

$$M_{j\ ser} = 0,813 \times \frac{q_{j\ ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{j\ ser} = 0,813 \times \frac{1,82 \times 3,85^2}{8} = 2,74\text{KN.m}$$

$$M_{g\ ser} = 0,813 \times \frac{q_{g\ ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{g\ ser} = 0,813 \times \frac{3,46 \times 3,85^2}{8} = 5,21\text{KN.m}$$

$$M_{p\ ser} = 0,813 \times \frac{q_{p\ ser} \times l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{p\ ser} = 0,813 \times \frac{4,43 \times 3,85^2}{8} = 6,67\text{KN.m}$$

- Propriétés de la section
- ✓ Position de l'axe neutre

$y = 3,5\text{cm}.$

- ✓ Moment d'inertie

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} = 6,55\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3 / 3) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 ((h - y_G)^3 / 3)]$$

$$\Rightarrow I_0 = 17434,8\text{cm}^4$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)

- ✓ Calcul de λ_i et λ_v

$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1,8}{10 \times 18} = 0,01$ Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$ Déformation instantanée.

$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i$ Déformation différée.

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,10}{0,65}) \times 0,01} = 4,2656 ;$$

$$\lambda_v = 0,4 \times 4,2656 = 1,7062 .$$

✓ **Contraintes**

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{2,74 \times 10^{-3}}{1,8 \times \left(18 - \frac{3,5}{2}\right) \times 10^{-6}} = 51,96 MPa$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{5,21 \times 10^{-3}}{1,8 \times \left(18 - \frac{3,5}{2}\right) \times 10^{-6}} = 164,10 MPa$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{6,67 \times 10^{-3}}{1,8 \times \left(18 - \frac{3,5}{2}\right) \times 10^{-6}} = 210,25 MPa.$$

✓ **Calcul de μ**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ Si : } \mu > 0 \text{ si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 51,96 + 2,1} = 0,120 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 164,10 + 2,1} = 0,575 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 210,25 + 2,1} = 0,650 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 MPa.$$

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{32164,20}{3} = 10721,40 MPa.$$

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

✓ **Moment d'inertie fictive (I_f)**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$: Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 17434,8}{1 + 4,2656 \times 0,12} = 19178,28 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17434,8}{1 + 4,2656 \times 0,575} = 5554,54 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 17434,8}{1 + 4,2656 \times 0,65} = 5083,51 \text{ cm}^4.$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17434,8}{1 + 1,7062 \times 0,575} = 9680,07 \text{ cm}^4.$$

✓ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2,74 \times 10^{-3} \times 3,85 \cdot 10^2}{10 \times 32164,20 \times 19178,28 \times 10^{-8}} = 0,0157 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{5,21 \times 10^{-3} \times 3,85 \cdot 10^2}{10 \times 32164,20 \times 5554,54 \times 10^{-8}} = 0,103 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{6,67 \times 10^{-3} \times 3,85 \cdot 10^2}{10 \times 32164,20 \times 5083,51 \times 10^{-8}} = 0,144 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{5,21 \times 10^{-3} \times 3,85 \cdot 10^2}{10 \times 10721,40 \times 9680,07 \times 10^{-8}} = 0,178 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,0157 - 0,103 + 0,144 - 0,178 = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm}$$

✓ La flèche admissible

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5m.

$$\text{D'où : } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{385}{500} = 0,77 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,797 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,11 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifié.}$$

	nature	M (kn.m)	U _{bu}	A	Z Cm	A _{cal} Cm ²	A _{min} Cm	A _{ado} Cm ²
Terrasse Inaccessible	travée	11.61	0.039	0.049	17.64	1.89	1.41	2HA10+1HA8=2.07
	App(int)	1.74	0.038	0.048	17.65	0.26	0.22	1HA8=0.50
	App(rive)	1.74	0.038	0.048	17.65	0.26	0.22	1HA8=0.50
Terrasse Accessible	travée	11.06	0.037	0.047	17.66	1.80	1.41	2HA8+1HA10=1.80
	App(int)	8.26	0.180	0.249	16.22	1.33	0.22	2HA10=1.57
	App(rive)	2.06	0.045	0.057	17.58	0.31	0.22	1HA8=0.50
Étage D'habitation	travée	9.26	0.031	0.039	17.71	1.50	1.41	2HA8+1HA10=1.80
	App(int)	8.81	0.191	0.268	16.07	1.43	0.22	1HA8+12HA10=1.63
	App(rive)	1.70	0.037	0.047	17.66	0.25	0.22	1HA8=0.50
Étage Bureau	travée	13.17	0.044	0.056	17.59	2.05	1.41	2HA10+1HA12=2.07
	App(int)	7.90	0.172	0.237	16.29	1.26	0.22	1HA8+12HA10=1.63
	App(rive)	1.97	0.043	0.055	17.60	0.29	0.22	1HA8=0.50
Étage Commercial	travée	15.00	0.050	0.064	17.53	2.46	1.41	2HA10+1HA12=2.07
	App(int)	10.26	0.223	0.320	15.69	1.70	0.22	1HA12+1HA10=1.92
	App(rive)	2.65	0.058	0.074	17.46	0.40	0.22	1HA8=0.50

Tableau III.16 : Les résultats du ferrailage sont résumés dans tableaux suivante

Vérification des contraintes a I ELS

Plancher	En travée				En appui				observation
	Mt kN.m	Y Cm	I cm ⁴	Š Mpa	Mt kN.m	Y cm	I cm ⁴	Š Mpa	
Terrasse Inaccessible	8.47	3.7	74468	4.20	1.27	1.92	2092.6	1.12	
Terrasse Accessible	8.04	3.5	6605.7	3.54	6.00	3.5	6605.7	3.18	
Étage D'habitation	6.69	3.5	6605.7	3.54	4.12	3.5	6605.7	2.18	
Étage Bureau	9.41	3.7	74468	4.20	5.64	3.5	6605.7	2.98	
Étage Commerciale	10.54	3.7	74468	4.20	7.54	3.5	6605.7	3.99	

Tableau III.17 : Vérification des contraintes a I ELS

Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Planchers	Terrasse	Terrasse	Étage	Étage	Étage
	Inaccessible	Accessible	D'habitation	Bureau	commercial
q_{jser} (KN/m)	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
q_{gser} (KN/m)	4.179	4.42	3.46	3.46	3.46
q_{pser} (KN/m)	4.82	5.4	4.43	5.08	6.71
M_{jser} (KN.m)	2.39	2.52	2.52	2.52	2.52
M_{gser} (KN.m)	5.50	6.14	4.80	4.8	4.8
M_{pser} (KN.m)	6.35	7.5	6.15	9.41	9.32
I_0 (Cm ⁴)	42774.35	17434.8	17434.8	42774.35	42774.35
ρ	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
λ_i	4.2656	4.2656	4.2656	4.2656	4.2656
λ_v	1.7062	1.7062	1.7062	1.7062	1.7062
σ_{sj} (MPa)	54.10	86.46	86.46	74.91	74.91
σ_{sg} (MPa)	124.23	209.91	164.10	142.69	142.69
σ_{sp} (MPa)	143.29	184.61	210.25	151.02	277.07
μ_j	0.86	0.338	0.338	0.72	0.72
μ_g	0.48	0.350	0.575	0.47	0.47
μ_p	0.53	0.387	0.650	0.45	0.27
If_{ij} (Cm ⁴)	10078.74	7854.24	12685.12	11557.13	11557.13
If_{ig} (Cm ⁴)	15442.00	7692.97	7692.97	15658.70	15658.70
If_{ip} (Cm ⁴)	15439.53	7230.28	5083.54	16116.27	21867.13
If_{vg} (Cm ⁴)	25867.18	12007.66	9686.79	25112.11	26112.11
f_{ji} (m)	0.000036	0.00147	0.00147	0.001	0.001
f_{gi} (m)	0.00155	0.0015	0.00398	0.00141	0.00141
f_{pi} (m)	0.0019	0.0047	0.00557	0.0027	0.00196
f_{gv} (m)	0.00209	0.0018	0.00685	0.0026	0.0025
Δf (mm)	1.41	3.53	6.79	2.9	2.09
f_{adm} (mm)	7.70	7.50	7.70	7.70	7.70

Tableau III.18 : Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

III.2.6.2. Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
étage habitation			

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive	
Terrasse accessible	<p>1HA10 Φ6st15cm 1HA10 2HA8</p>	<p>2HA10 Φ6st15cm 1HA10 2HA8</p>	<p>1HA10 Φ6st15cm 1HA10 2HA8</p>	
	Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
	Étage inaccessible	<p>1HA8 Φ6st15cm 1HA8 2HA10</p>	<p>1HA8 Φ6st15cm 1HA8 2HA10</p>	<p>1HA8 Φ6st15cm 1HA8 2HA10</p>

schéma de ferrailage des poutrelles.

III.3. Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus, **les sections des armatures sont calculées comme suit :**

- **ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où l'option retenue : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150

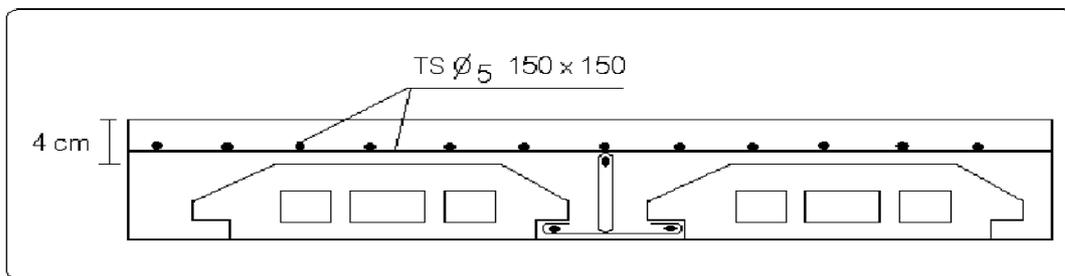


Figure III.10: schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui).

Le panneau le plus susceptible à la ruine est celui qui a les plus étendues dimensions.

- **Panneau sur 04 appuis :**

Le rapport des deux dimensions de la plaque ($\frac{l_x}{l_y}$), appelé aussi ρ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

$$l_x = 3.5 \text{ m ;}$$

$$l_y = 5.15 \text{ m ;}$$

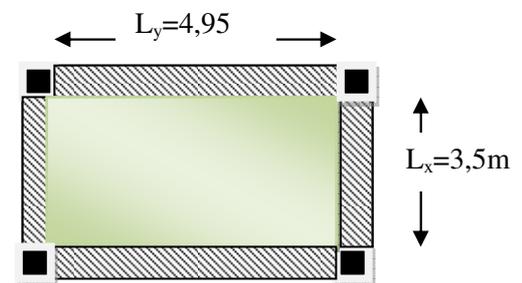


Figure III.11: dalle pleine sur 4 appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,67 ;$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

a. Calcul des sollicitations

$$G = 4,69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

- **A P'ELU**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 13,83 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

- **A P'ELS :**

$$P_s = G + Q = 9,69 \text{ KN} / \text{m}^2 ;$$

❖ Calcul des moments

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0723 \\ \mu_y = 0,3895 \end{cases} \quad (\text{Annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0723 \times 13,83 \times (3,50)^2 = 12,25 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,3895 \times 12,25 = 4,77 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- ✓ **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 12,25 = 10,41 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 4,77 = 4,53 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- ❖ **En appui**

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3 \times M_{ox} = 0,3 \times 12,25 = 3,67 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^a = 0,3 \times M_{oy} = 0,3 \times 4,77 = 1,43 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

b. Ferrailages

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

On a : $b = 100 \text{ cm}$, $e = 15 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_c = 400 \text{ Mpa}$

Le diamètre des barres utilisées doit-être:

- **Selon L_x**

- ❖ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{10,41 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0,0509 \\ \mu_{bu} = 0,0509 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0509}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,065 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{10,41 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,065) \times 0,12} = 2,55 \text{ cm}^2 \end{array} \right. ,$$

Soit $A_x^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

❖ **En appui**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3,67 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0,018 \\ \mu_{bu} = 0,018 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,023 \\ A_x^t = \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{3,67 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,023) \times 0,12} = 0,88 \text{ cm}^2 \end{array} \right. ,$$

Soit $A_x^a = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2 / ml$

- Selon L_y

❖ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0,022 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,028 \\ \Rightarrow A_y^t \geq 1,09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_y^t = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2 / ml$

❖ **En appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0,007 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0,009 \\ \Rightarrow A_y^a = 0,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Soit $A_y^a = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2 / ml$

Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité) (selon x)

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

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,67) \times 1 \times 0,15}{2} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a \geq A_{\min} \end{cases}$$

❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

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

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^t = 1,51 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 1,51 \text{ cm}^2 > 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Espacement des armatures

$$\text{Sens y-y : } St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } St_y = 20\text{cm} .$$

$$\text{Sens x-x : } St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \text{ on adopte } St_x = 25\text{cm} .$$

❖ Vérification au cisaillement

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_u = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13,83 * 4,95}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0,67}{2}} = 25,639 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25,639 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} / 1,5 = 1,16 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

- Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	10,41	2,55	4HA10=3,14 cm ²
	En appuis	3,67	0,88	2HA10=1,57 cm ²
Sens y-y	En travée	4,53	1,09	3HA8=1,51 cm ²

	En appuis	1,43	0,34	3HA8=1,51 cm ²
--	------------------	------	------	---------------------------

Tableau III 19 : ferrailage de la dalle sur quatre appuis :

c. Vérification à l'ELS $\nu = 0,2$ $\rho = 0,67$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0780 \\ \mu_y = 0,5469 \end{cases} \quad \text{(Annexe1)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0780 \times 9,69 \times 3,5^2 = 9,251 \text{KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0,5469 \times 9,25 = 5,06 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travées**

$$\begin{cases} M_{x,ser}^t = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 9,25 = 7,86 \text{KN.m} \\ M_{y,ser}^t = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 5,06 = 4,30 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **En appui**

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3 \times M_{ox} = 0,3 \times 9,25 = 2,77 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0,3 \times M_{oy} = 0,3 \times 4,30 = 1,29 \text{KN.m} \end{cases}$$

1. Etat limite d'ouverture des fissures.....(Art B-6-3) [1]

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

2. Etat limite de compression du béton

❖ Vérification des contraintes

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie donc uniquement les contraintes dans le béton.

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$h/L > 3/80$$

$$h/L > M_t/20 * M_0$$

$$A/b_0 * d < 4/f_c$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} ;$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa};$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0;$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2.$$

- Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
En travée	x-x	7.	3,93	7,38	2598,18	4,46	15	Vérifiée
	y-y	8,6	2,51	6,45	2058,02	2,69	15	Vérifiée
En appui	x-x	5,55	2,01	6,01	1805,38	1,84	15	Vérifiée
	y-y	3,03	1,51	3,4	1806,20	5,7	15	Vérifiée

Tableau III.20: contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis :

3. Etat limite de déformation

❖ Vérification de la flèche

- Sens xx

$$\frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{3,5} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

..... Ce n'est pas vérifié.

$$\frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{3,5} = 0,048 \leq \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} = \frac{15,73}{10 \times 18,41} = 0,084 \text{ Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d_x} = \frac{3,95}{100 \times 11,5} = 0,00343 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

- Sens yy

$$\frac{h}{L_y} = \frac{15}{495} = 0,0303 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

..... C'est vérifié.

$$\frac{h}{L_y} = \frac{15}{495} = 0,0303 \leq \frac{M_t^y}{10 \times M_0^y} = \frac{8,6}{10 \times 10,01} = 0,085 \dots\dots \text{Ce n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times dy} = \frac{2,51}{100 \times 12} = 0,00209 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Les mêmes calculs que pour la vérification des poutrelles seront menés pour celle des dalles pleines sur quatre (04) appuis, les résultats selon les deux sens ((x-x) et (y-y)) sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens		(x-x)	(y-y)
q_{ser} (KN/m)	q_{jser} (KN/m)	1,95	1,95
	q_{gser} (KN/m)	3,04	3,04
	q_{pser} (KN/m)	6,29	6,29
M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	2,23	2,29
	M_{gser} (KN.m)	3,49	6,98
	M_{pser} (KN.m)	7,22	14,44
I_0 (Cm ⁴)		2598,18	2558,02
ρ		0,0034	0,00209
λ_i		13,42	21,84
λ_v		5,36	8,73
σ_{sj} (MPa)		68,28	103,97
σ_{sg} (MPa)		106,86	316,909
σ_{sp} (MPa)		221,07	655,61
μ_j		0,213	1,237
μ_g		1,034	0,773
μ_p		0,719	0,484
If_{ij} (cm ⁴)		740,709	100,380

$I_{f_{ig}} \text{ (cm}^4\text{)}$	192,07	157,20
$I_{f_{ip}} \text{ (cm}^4\text{)}$	268,16	242,834
$I_{f_{vg}} \text{ (cm}^4\text{)}$	436,85	363,153
$f_{ji} \text{ (m)}$	0,0114	0,0868
$f_{gi} \text{ (m)}$	0,069	0,169
$f_{pi} \text{ (m)}$	0,102	0,109
$f_{gv} \text{ (m)}$	0,188	0,21
$\Delta f \text{ (cm)}$	0,21	0,0632
$f_{adm} \text{ (cm)}$	0,7	0,99
$\Delta f \leq f_{adm}$	vérifiée	Vérifiée

Tableau III.21 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'état limite de déformation.

Schéma de ferrailage :

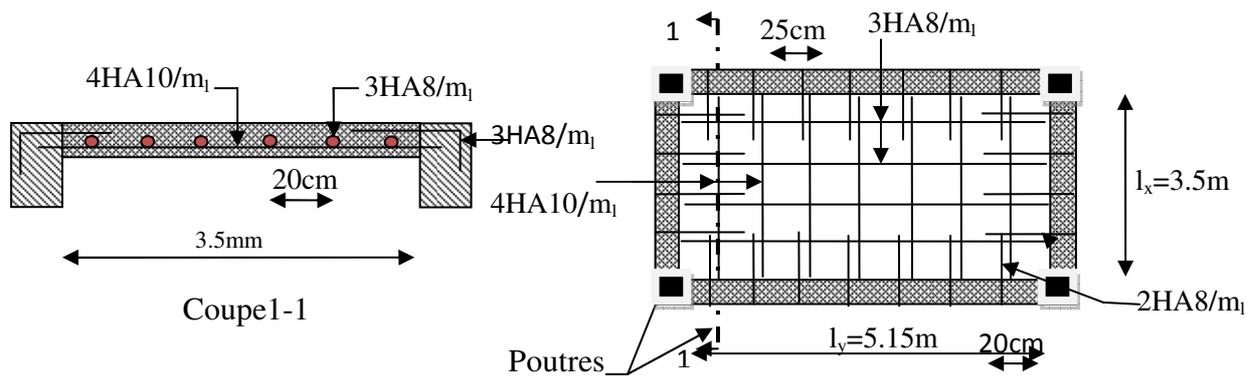


Figure III.12: schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

. Dalle sur deux (02) appuis (type1)

$$L_x = 0,75m$$

$$L_y = 3,40m$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,22 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

(sens x-x) elle est calcul comme une console encastrée à une extrémité et libre dans la 2^{ème} soumise à la flexion simple.

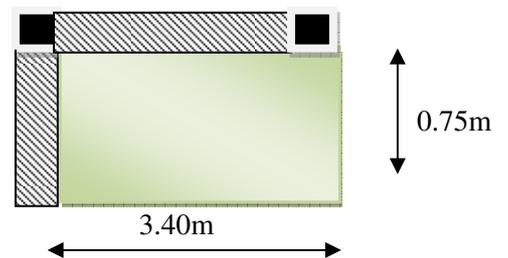


Figure III.13: dalle pleine sur 2 appuis.

a. Evaluation des charges

$$G = 4,53 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

- **A P'ELU** : $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,36 \text{ KN/m}^2$.
- **A P'ELS** : $P_s = G + Q = 8,03 \text{ KN/m}^2$.

$Q_g = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}.$$

b. Calcul des sollicitations

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_u = \frac{11,36 \times 0,75^2}{2} + 1,35 \times 0,75 = 4,2 \text{ KN.m}.$$

$$V_u = 11,36 \times 0,75 + 1,35 = 16,49 \text{ KN}.$$

c. Ferrailage**c1. Armatures principales**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A calculé (cm²)	A' (cm²)	A_{adopté}(cm²)	St (cm)
11,36	0,08	0,114	0,095	3,4	0	5T10=3,93	20

Tableau III. 22: Calcul des armatures principales pour la dalle.

c2. Les armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{3} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_r \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_r \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_r = 33 \text{ cm}$

d. Les vérifications

1. A l'ELU

- l'effort tranchant

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,49 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,164 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times \frac{2,1}{400} = 1,207 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 1,207 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ c'est vérifié.

2. A l'ELS

- La contrainte dans le béton

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

$$M_{\text{ser}} = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{\text{gs}} \times l = \frac{8,03 \times 0,75^2}{2} + 1 \times 0,75 = 3,00 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ;$$

$$\frac{10y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times y - 15 \times 3,93 \times 10 = 0 ;$$

$$5y^2 + 58,95y - 589,5 = 0$$

$$\Rightarrow y = 6,46 \text{ cm} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9724,94 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3 \times 10^{-3}}{9724,94 \times 10^{-8}} \times 6,46 \times 10^{-2} = 2 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

- La contrainte dans l'acier

On a : Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa} ;$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3 \times 10^{-3}}{9724,94 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0646) = 16,38 \text{ MPa} < 201,6 \text{ MPa}.$$

- la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{0,75} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93 \times 10^{-4}}{(10 \times 100) \times 10^{-4}} = 0,0039 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{2,4}{400} = 0,006 . \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée.

Figure III.14: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

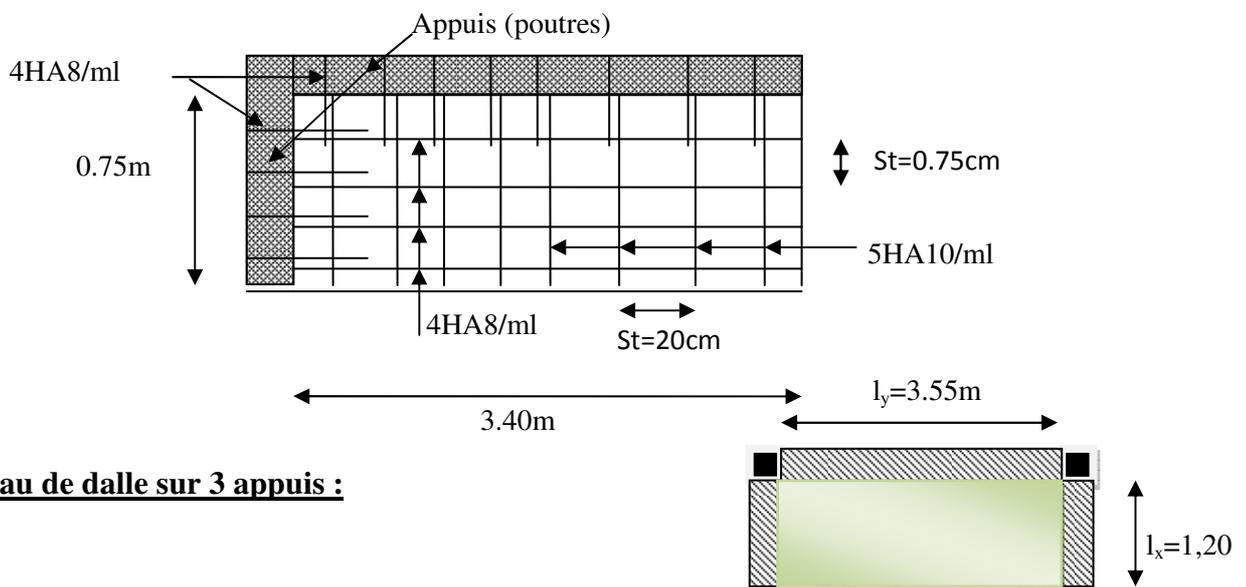


Figure III.15: panneau de dalle sur 3

$$L_x < L_y / 2$$

La dalle travaille dans un seul sens (sens x-x) elle est calcul comme une console encadrée à une extrémité et libre dans la 2^{ème} soumise à la flexion simple.

e. Evaluation des charges

$$G = 4,53 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

- **A P'ELU** : $P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,36 \text{ KN/m}^2$.
- **A P'ELS** : $P_s = G + Q = 8,03 \text{ KN/m}^2$.

$Q_g = 1 \text{ KN}$ (la charge concentrée due au poids propre du garde-corps).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}.$$

f. Calcul des sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l$$

$$M_U = \frac{11,36 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 9,79 \text{ KN.m}.$$

$$V_u = 11,36 \times 1,2 + 1,35 = 18,40 \text{ KN}.$$

g. Ferrailage

c1. Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A' (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
11,36	0,08	0,01	0,099	3,27	0	5T10=3,93	20

Tableau III. 23: Calcul des armatures principales pour la dalle.

c2. Les armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_L}{3} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 33 \text{ cm}$

h. Les vérifications

3. A l'ELU

- l'effort tranchant

Il faut vérifier que : Tel que : $\bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement).

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times \frac{2,1}{400} = 1,207 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 1,207 \text{ cm}^2 < \text{À adoptée} = 2,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ c'est vérifié.

4. A l'ELS

- La contrainte dans le béton

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

$$M_{\text{ser}} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{\text{gs}} \times l = \frac{8,03 \times 1,2^2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,17 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 ;$$

$$\frac{10y^2}{2} + 15 \times 3,93 \times y - 15 \times 3,93 \times 10 = 0 ;$$

$$5y^2 + 58,95y - 589,5 = 0$$

$$\Rightarrow y = 6,46 \text{ cm} ;$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9724,94 \text{ cm}^4 ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.176 \times 10^{-3}}{9724,94 \times 10^{-8}} \times 6.46 \times 10^{-2} = 4.76 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

- **La contrainte dans l'acier**

On a : Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6 \text{ MPa} ;$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7.176 \times 10^{-3}}{9724.94 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0646) = 39,18 \text{ MPa} < 201,6 \text{ MPa}.$$

- **la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{1,2} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 ; \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93 \times 10^{-4}}{(10 \times 100) \times 10^{-4}} = 0,0039 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 . \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

5. Schéma de ferrailage

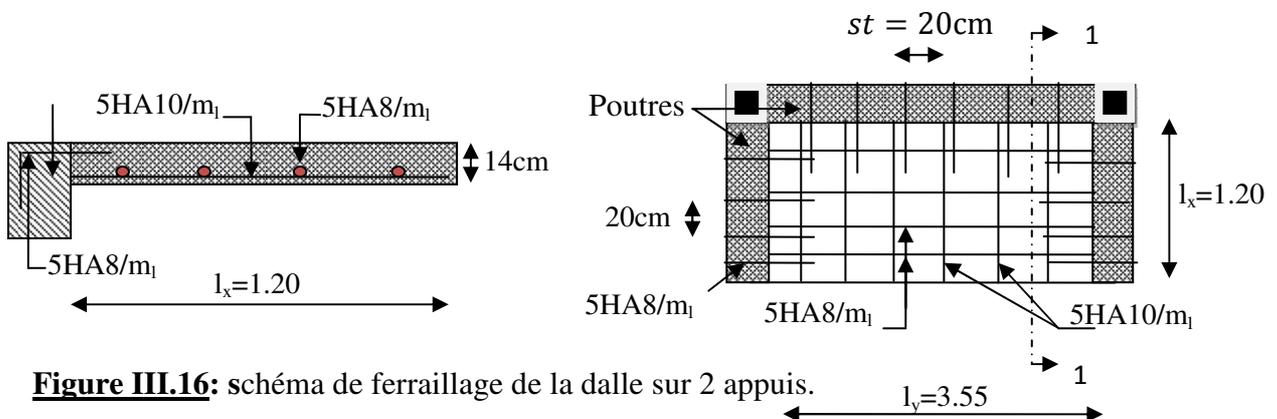


Figure III.16: schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis.

III.5. Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur lui : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1. Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;

- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Type d'acrotère :

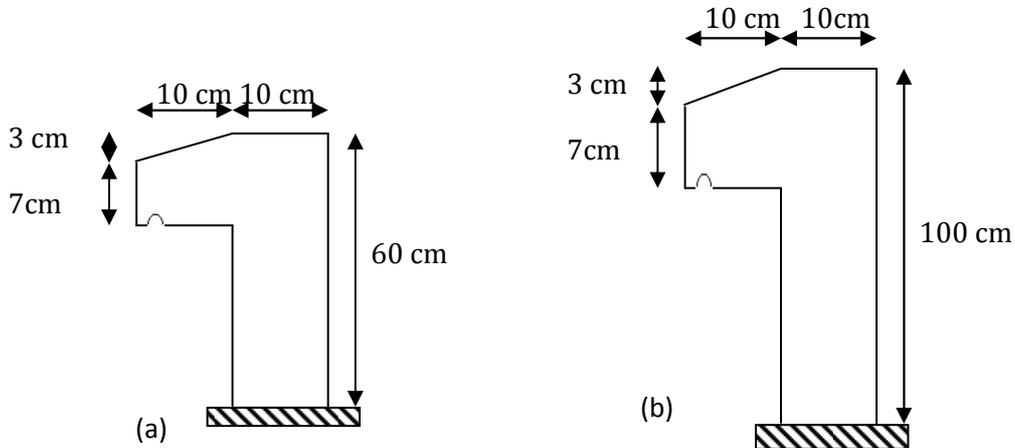


Figure III.17: Vue en plan des acrotères pour terrasse inaccessible (a) et terrasse accessible (b)

III.6. Etude de l'acrotère de la terrasse accessible

Évaluation des charges

$$S = 10 \times 100 + \frac{3 \times 10}{2} + 10 \times 10$$

$$S = 0.1115 m^2$$

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1115 \times 1 = 2.78 \text{ kN}$;

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 1 = 0.4 \text{ kN}$;

– Poids d'enduit de ciment extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.015 \times 1 \times 1 = 0.3 \text{ kN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.41 \text{ kN}.$$

$$Q = 1.5 \text{ kN}$$

La force sismique :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

RPA (Art. 6.2.3)

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

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.4 = 1.64 \text{ kN}$$

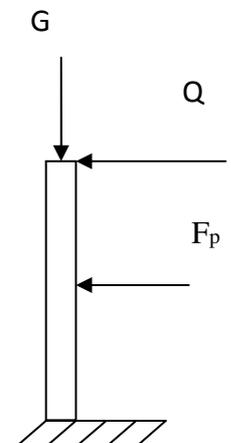


Figure III.18: schéma statique de l'acrotère

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.52m ; \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.057m$$

III.6.1. Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 3.41 \text{ KN}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$N_{F_p} = 0 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_F = F_p \times Y_g = 1.64 \times 0.52 = 0.853 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de borde de 1m.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.41	4.6	3.41
M (KN.m)	2.353	2.25	1.5

Tableau III.24: les sollicitations du calcul.

III.6.2. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : G + Q + E

$$N_u = 3.41 \text{ KN}$$

$$M_u = 2.35 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.25}{4.6} = 0.68m$$

$$\frac{H}{6} = \frac{1}{6} = 0.16m$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

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

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{100}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$ **(RPA. Art. A.4.3.5)**

φ : le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

α : le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

L_f : longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 1 = 2m$.

h_0 : hauteur de la section égale à 10cm.

$$e_2 = \frac{3 \times (2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.024 m$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.49 + 0.024 = 0.51 m$

III.6.3. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 4.6KN$$

$$M_u = N_u \times e = 4.6 \times 0.51 = 2.346KN.m$$

$h=10cm$; $d=7cm$; $b=100cm$.

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2.438KN.M$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = 0.035$$

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

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})} \right] = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.069 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Ainsi, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.877 \text{ cm}^2$$

III.6.4. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/3 = 2.01/3 = 0.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement.**

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

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.64 + 1.5 = 3.14 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^3}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.044 \text{ KN .}$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{3.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ Mpa. } \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.6.5. Vérification à l'ELS

$$d=0.07\text{m}; N_{\text{ser}}=3.14\text{KN}; M_{\text{ser}}=1.5\text{KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

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

- Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1.5}{3.14} + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.46\text{m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur de la section } \rightarrow c = 0.07 - 0.46 = -0.39\text{m}$$

$$c = -0.39\text{m} ; y = y_c + c$$

Calcul de y_c :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.39)^2 + \frac{(0.07 + 0.39) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.44\text{m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.39)^3 - (0.07 + 0.239)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.12\text{m}^2$$

On remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne :

soit :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = 2.9 \times 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0.5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.079\text{m}^3$$

$$z = t^{1/3} = 0.092\text{m}$$

$$y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 1.08\text{m}$$

$$y = 1.08 - 0.39 = 0.69\text{m}$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 0.24m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 0.69MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.69 < 15MPa \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage :

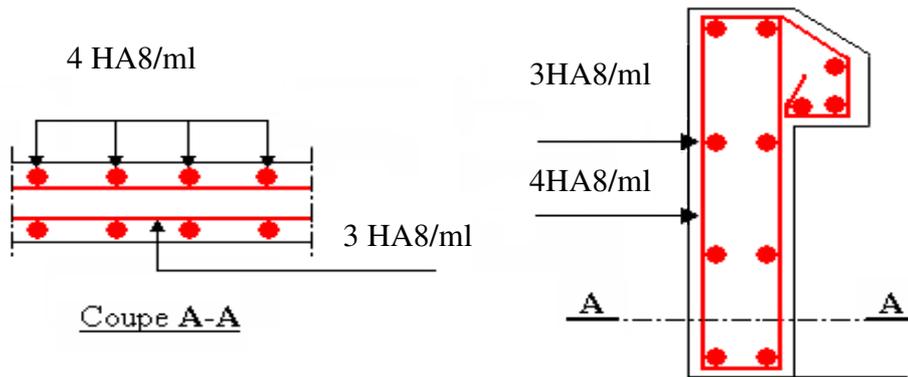


Figure 19 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Étude de l'ascenseur

III.7.1. Définition

L'ascenseur mécanique est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure, l'ascenseur utilisé a une capacité de prendre huit (08) personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 140cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 110cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN. **Annexe 4.**
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

III.7.2. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle,

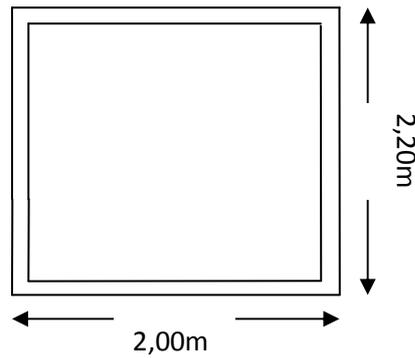


Figure.III.20 : dalle de la cage d'ascenseur.

III.7.3. Évaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.03 = 0.66 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=3cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.41 \text{ KN / m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.4} = 32.95 \text{ KN / m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 37.36 \text{ KN / m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN / m}^2.$$

III.7.4. Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

À l'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 51.93 \text{ KN / m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.47 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.42 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments réels

$$\text{➤ En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.04 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.30 \text{ KNm}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.84 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.22 \text{ KNm}$$

1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 13 \text{ cm}$ et $d_y = 13 \text{ cm}$.

- **En travée :**

// à l_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = 0.033$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.041$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.12 \text{ m.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.92 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

// à l_y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = 0.026$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.032$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 1.35 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **En appui :**

Sens x ;

$$\mu_{bu} = 0.011$$

$$\alpha = 0.013$$

$$z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_a = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y :

$$\mu_{bu} = 0.0092$$

$$\alpha = 0.011$$

$$z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_a = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

	M(KN.m) Travée	M(KN.m) Appui	A_{cal} Travée	A_{cal} appui	$A_{adopté} (cm^2)$ Travée	$A_{adopté}$ appui
Sens xx	8.04	2.84	1.92	0.63	5HA10=3.93	4HA10=3.14
Sens yy	6.30	2.22	1.35	0.49	5HA10=3.93	4HA10=3.14

Tableau III.25: section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

2. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

• En travée

$$\text{On calcule } A_{\min} : \left. \begin{array}{l} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 15\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.90$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.26\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.26\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y = 5HA10 = 3.93\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}. \quad \text{Vérfiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \quad \text{Vérfiée.}$$

• En appui

$$A_t^x = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.26\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

• Calcul des espacements

$$\text{Sens x-x': } S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \quad \text{on adopte } S_t = 25\text{cm}$$

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.9 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34.62 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 52.61 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{52.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.40 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

3. Vérification à l'ELS

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 37.36 + 1 = 38.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.10 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.88 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.88 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.85 \text{ KNm}$$

4. Vérification des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	6.88	5802.85	2.29	2.71	15
Travées (y)	5.85	5802.85	2.29	2.30	15

Tableau III.26: vérification des contraintes.

III.7.5. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$(a_0 \times b_0)$: surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$(u \times v)$: surface d'impact.

a_0 et u : dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : dimensions suivant le sens y-y'.

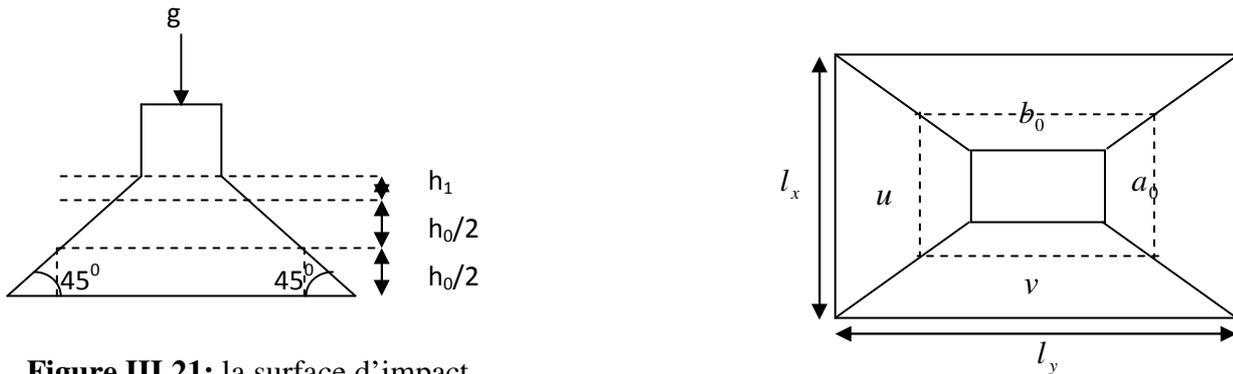


Figure III.21: la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \quad \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ b_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 178 \text{ cm}. \\ v = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 188 \text{ cm}. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } v : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ $\frac{u}{l_x} = 0.89$ et $\rho = 0.90$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ $\frac{v}{l_y} = 0.85$ et $\rho = 0.90$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.058$ et $M_2 = 0.037$

➤ Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 5.66 \text{KNm} \\ M_{y1} = 3.61 \text{KNm} \end{cases}$$

➤ Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 4.41 + 1.5 \times 1 = 7.45 \text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.35 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.06 \text{KNm}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'annexe 1.

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.01 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.67 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 7.01 = 5.95 \text{KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 4.67 = 3.96 \text{KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 13\text{cm}$ et $d_y = 13\text{cm}$

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	5.95	1.78	1.42	0.42	5T10=3.93	4T10=3.14
Sens y-y'	3.96	1.18	0.94	0.28	5T10=3.93	4T10=3.14

Tableau III.27: ferraillage de la dalle de la salle des machines.

1. Vérification à l'EL

a) Condition de non fragilité :

- **En travée :**

$$A_x^x = 5T10 = 3.93 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.26 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_y^y = 5T10 = 3.93 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$A_x^x = 4T10 = 3.14 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.26 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Vérification au poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'état limite.

h : épaisseur de la dalle.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190)$$

$$U_c = 740 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 97.60 \text{ kN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ kN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 832.5 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $v > u \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 17.12 \text{ kN}$

Au milieu de v : $V_u = \frac{Q_u}{2 \times v + u} = 17.42 \text{ kN}$

Donc :

$$V_{\max} = 17.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Espacement des barres

Sens $x-x'$: $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}.$

Sens $y-y'$: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

3. Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ kN}.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 4.72 \text{ kN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 3.51 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4.41 + 1 = 5.41 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.77 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.7 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.63 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées (x)	4.84	5802.85	2.29	1.77	15
Travées (y)	3.63	5802.85	2.29	1.43	15

Tableau III.28: vérification des contraintes.

b) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / l = 0.075 \geq 1/16 = 0.06 & (1). \\ h / l = 0.097 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 & (2). \\ A / b.d = 0.0021 \leq 4,2 / f_c = 0.01 & (3). \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. On est dispensé de la vérification de la flèche.

c) Schéma de ferrailage :

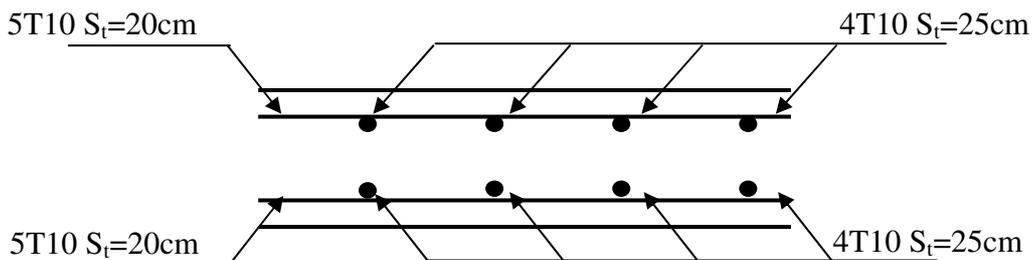


Figure III.22: vue en coupe du ferrailage de la dalle.

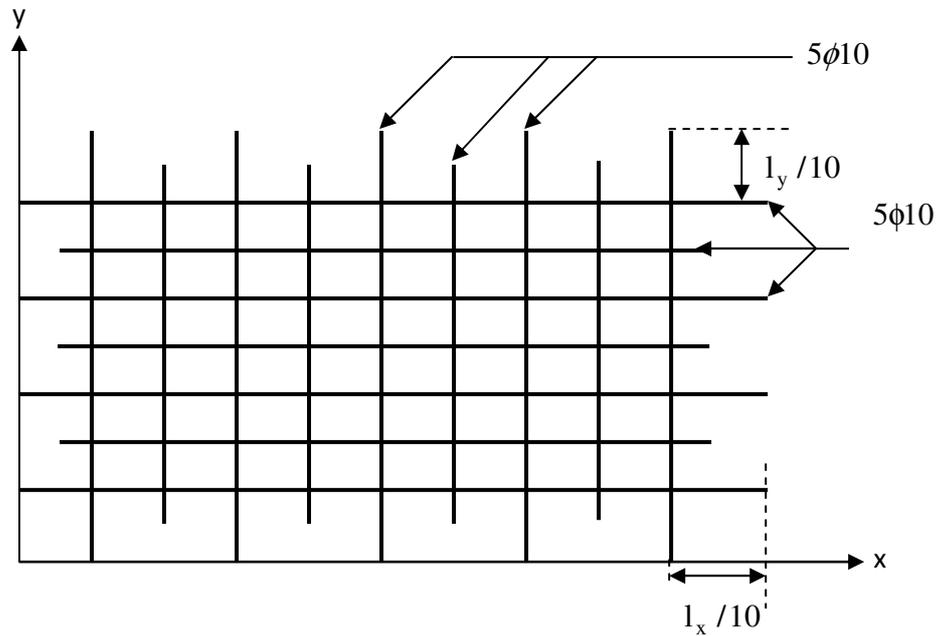


Figure III.23: schéma du ferrailage de la dalle.

III.8. Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h .

III.8.1. Pour la volée (I) et(II)

1. Les chargements

On a : Palier : $G_p = 6.1KN / m^2$

Volée : $G_v = 9.42KN / m^2$

$Q = 2.50KN / m^2$

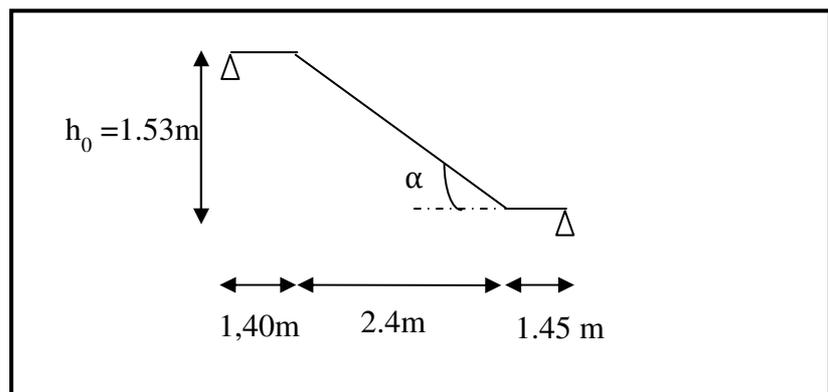


Figure III.24: Schéma de l'escalier type I.

2. Combinaison de charges

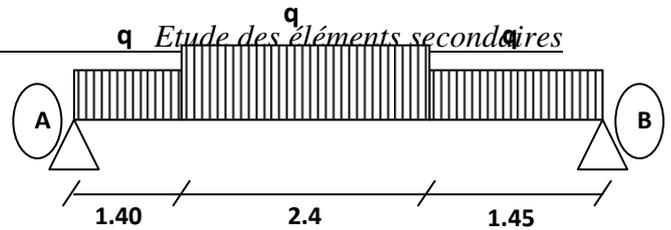


Figure III.25 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

✓ Pour la volée :

ELU $:- q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.46 \text{ KN / m}$

ELS $: q_s = G + Q = 11.92 \text{ KN / m}$

✓ Pour le palier :

ELU $: q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.98 \text{ KN / m}$

ELS $: q_s = G + Q = 8.6 \text{ KN / m}$

3. Les sollicitations

	M_o (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	52.61	26.09	39.13	36.78
ELS	37.69	15.07	32.04	14.05

Tableau III.29: les sollicitations d'escalier type 1.

4. Ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)
En travée	39.13	0.08	0.1	0.17	6.53	2.17	6HA12=6.79
En appuis	26.09	0.056	0.07	0.17	4.29	2.17	6HA10=4.71

Tableau III.30: ferrailage d'escalier type 1.

5. calcul de la section des armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/m avec St = 25cm.

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 1.01 \text{ cm}^2 / m$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/m avec St = 25cm.

6. Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$.

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$.

Or on a St = 25cm < 33cmcondition vérifiée.

7. Vérification à l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.21MPa$$

$\tau_u = 0.21 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ condition vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (36.78 \times 10^{-3} - \frac{26.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} = -3.57cm^2$$

8. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de l'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07cm$$

$$\tau_s = \frac{14.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.1507} = 0.575Mpa$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83Mpa \quad \psi = 1.5 \text{ Pour les HA.}$$

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- État limite de compression du béton :

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition vérifiée
En travée	32.04	15900	5	7.67	15	
En Appui	15.07	21000	4.3	4.15	15	

Tableau III.31: vérification des contraintes à l'ELS d'escalier type 1.

- État limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{525} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.038 < \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.038 < \frac{32.04}{10 \times 37.69} = 0.085$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

✓ La flèche admissible

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5m.

$$D'où : f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{525}{1000} + 0,5 = 1,025cm$$

$$f_{ij} = -0.35mm ; f_{gi} = -1.41mm ; f_{gv} = 7.5mm ; f_{pi} = 8.41mm$$

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

$$\Delta f = 2.08mm < f_{adm} = 10.5mm \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

9. schéma de ferrailage

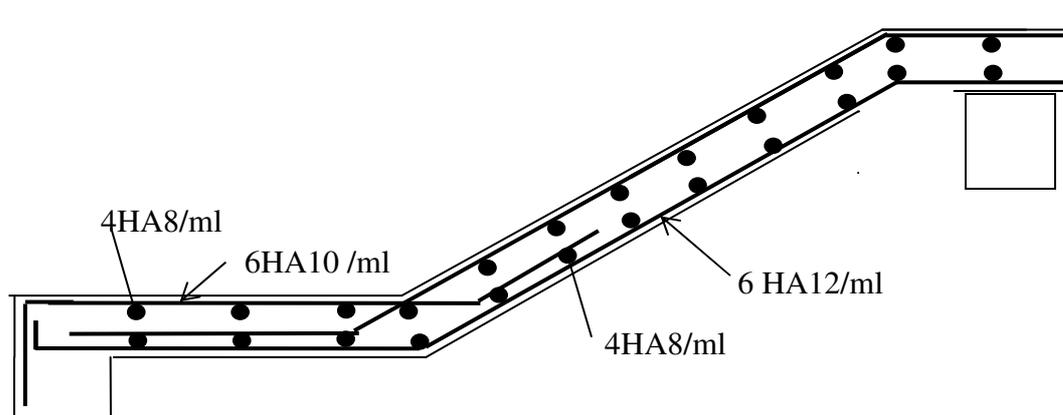


Figure III.26: schéma de ferrailage des volées.

III.8.2. Étude de la poutre palière

III.8.2.1. Dimensionnement

- Condition de RPA :

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

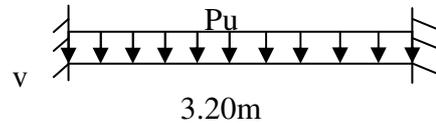


Figure III.27: schéma statique de la poutre palière.

- Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

21.33cm < h < 32.0cm On prend : h=30cm et b=30cm.

Calcul à la flexion simple

1. Calcul des sollicitations

g_0 : Poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Figure III-34).

$$\text{ELU: } R_B = 36.78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } R_B = 14.05 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 g_0 + R_B$$

$$P_u = 39.03 \text{ KN/m}$$

$$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 16.65 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = 33.30 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 62.44 \text{ KN}$$

2. Ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)
En travée	16.65	0.049	0.062	0.27	1.75	4.50
En appuis	33.30	0.099	0.13	0.27	3.6	4.50

Tableau III.32: ferrailage de la poutre palière.

- **Exigence du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 4.5\text{cm}^2$$

A^a : Section d'armature en appui

A^t : Section d'armature en travée

Donc on prend $A^a = 4.62\text{cm}^2$

$$A^t = 6.79\text{cm}^2$$

3. Vérification à l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant ;**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44.19 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.74\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.74\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement ;**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(64.44 \times 10^{-3} - \frac{33.3 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}\right) \times \frac{1.15}{400} = -1.19\text{cm}^2$$

- **calcul de l'espacement ;**

$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \longrightarrow St \leq 25.2\text{cm}$ on opte: $St=15\text{cm}$.

. Calcul d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquée sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui $M^{\text{torsion}} = M_b^a = 26.84\text{KN.m}$

1. Calcul de la section des d'armatures longitudinales

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. (Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.

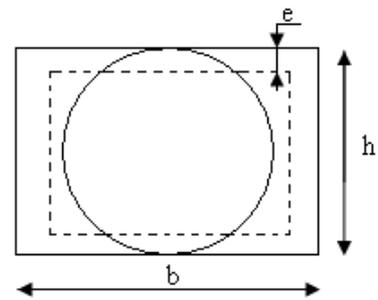


Figure III.28: section creuse équivalente

– A_1 : section d'acier.

$$e = \frac{\varnothing}{6} = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 6.17 \text{ cm}^2$$

2. Choix des armatures

• En travée

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.5 + \frac{1.92}{2} = 5.46 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

• En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.5 + \frac{1.92}{2} = 5.46 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

3. Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2}$ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

[BAEL91 Art A.5.421].

On a $V_{max} = 62.44 \text{ kN}$.

$$\tau_{flexion} = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{62.44 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.84 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 4.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Calcul des armatures transversales

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

-Flexion simple :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.69 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.084 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } \tau_v = \frac{v_u}{b \times h} = \frac{62.44 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.69 \text{ MPa}$$

-Torsion :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.84 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 400} = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou } A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à l'ELS

- Vérification de l'état limite de compression de béton

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$0.5b \times y^2 + 15A \times y - 15A(d - y)^2 = 0$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\text{- En travée : } M^t = 6.95 \text{ KN.m ; } y = 9.06 \text{ cm ; } I = 32295.54 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 2.06 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{- En appuis : } M^a = 13.90 \text{ KN.m ; } y = 9.06 \text{ cm ; } I = 32295.54 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3.89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

-État limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{tx}} \Rightarrow 0.08 > \frac{6.95}{10 \times 26.84} = 0.02$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Les conditions sont vérifiées, on se passe de vérifier la flèche.

6. Schéma de ferrailage de la poutre palière

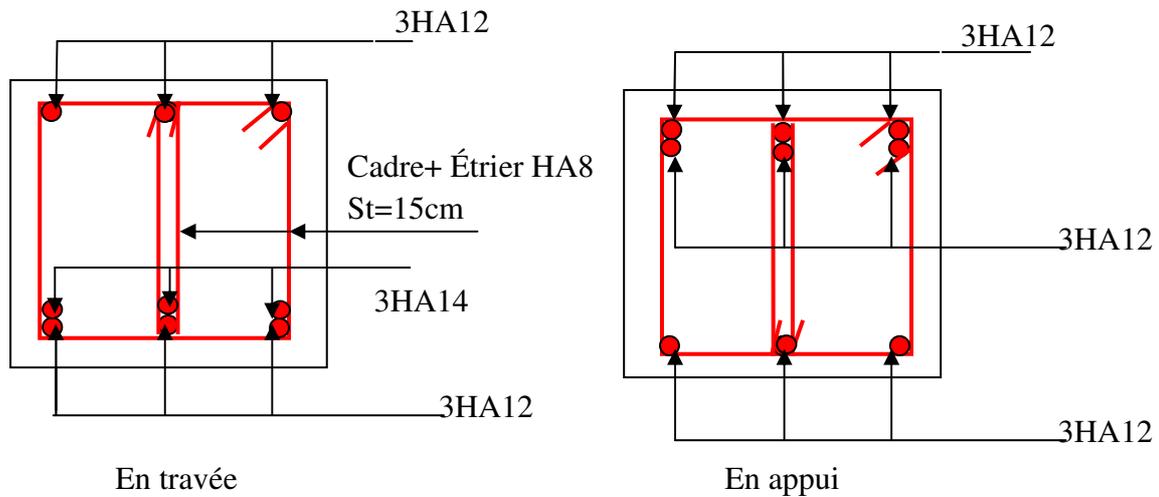


Figure III.29: schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.8.3. Calcul d'un escalier de type II

- Pour les deux volées :

1. Le chargement

$$G_v = 9.42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

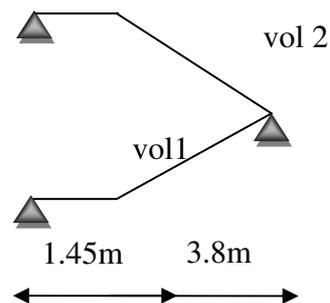


Figure III.30: schéma d'un escalier de type II.

2. Les sollicitations

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 16.46 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_u = 24.19 \text{ Kn.m.}$$

$$M_t = 18.14 \text{ KN.m.} \quad \text{ELS : } q_u = G + Q = 11.92 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_a = -12.09 \text{ KN.m} \quad M_s = 17.41 \text{ Kn.m.}$$

$$V = 28.22 \text{ KN.} \quad M_t = 14.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = -6.96 \text{ KN.m}$$

$$V = 10.37 \text{ KN.}$$

3. Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)
En travée	18.14	0.007	0.008	0.179	2.9	2.17	4HA10=3.14
En appuis	12.09	0.004	0.006	0.180	1.93	2.17	4HA10=3.14

Tableau III.33: ferrailage d'un escalier de type II.

4. Calcul de la section des armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

En travées : on choisit 4HA8=2.01cm².

En appuis : on choisit 4HA8=2.01cm².

5. Vérification des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{cases}$$

On opte $S_t = 25\text{cm}$

6. Vérification à l'ELU

-Vérification de l'effort tranchant ;

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{28.22 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.16\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement ;

$$A > (V_u \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (28.22 \times 10^{-3} \times \frac{12.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 180}) \times \frac{1.15}{400} = -0.605 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

7. Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible du fait que les escaliers sont à l'abri des intempéries. Les vérifications à faire sont :

-Vérification de la contrainte d'adhérence ;

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$\tau_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,83 MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d. \Sigma U_i$$

ΣU_i : somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \varphi$

$$\Sigma U_i = n.\phi.\pi = 6 \times 0.8 \times 3.14 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{10.37 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 15.07 \times 10} = 0.42 MPa. ; \quad \tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification de l'état limite de compression du béton

Localisation	Mser (KN.m)	$I \times 10^6$ (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	14.79	8.88	0.037	6.16	15
En appui	6.96	6.58	0.032	3.38	15

Tableau III.34: Vérification des contraintes à l'ELS.

-Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.038 < 0.0625 \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.061 < 0.085 \quad (2)$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0032 < 0.0105 \quad (3) \quad \text{(BAEL 91 ; A 6.5.2)}$$

La première condition n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche devient nécessaire.

-Vérification de la flèche :

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ (CBA93. Art. B.6.5.3).

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

$$f_{ij}=0.12\text{mm} ; f_{gi}=0.41\text{mm} ; f_{gv}=0.83\text{mm} ; f_{pi}=0.76\text{mm}$$

$$\Delta f = 1.06\text{mm} < f_{adm} = 7.4\text{mm} \quad \text{c'est vérifiée}$$

8- Schéma de ferrailage

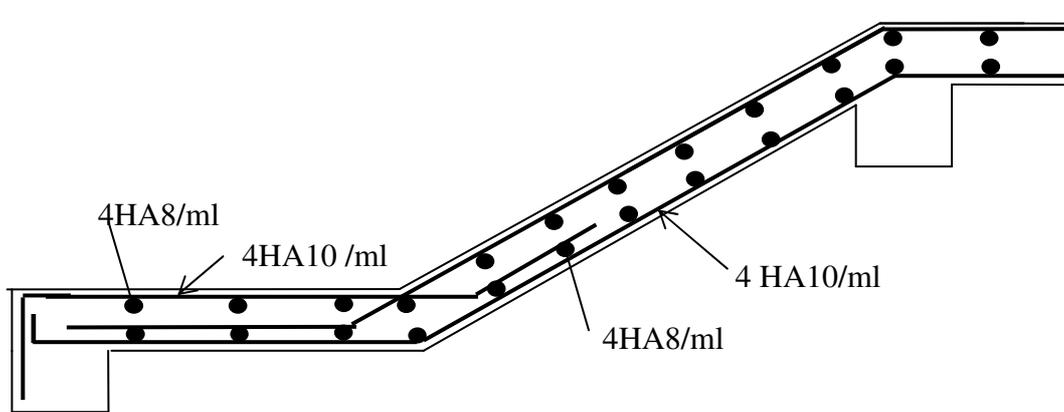


Figure III.31: schéma de ferrailage des volées.

III.9. Calcul de la poutre de chaînages

1. Définition

-Le chaînage horizontal :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

2. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 3.55\text{m}$

Selon la condition de la flèche :

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

$$23.66\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

selon (Art. 9.3.3 du RPA99/Version 2003) :

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur du mur),

soit : $h = 30\text{cm}$, $b = 30\text{cm}$;

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.80 \times (3.06 - 0.3) = 7.72 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.72) = 13.45 \text{ KN/m.}$$

$$P_s = 7.72 + 2.25 = 9.97 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 21.18 \text{ K.m.}$$

- Calcul à l'ELU ;

$$M_t = 0.85 M_u = 18.00 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -10.59 \text{ KN.m}$$

4. Le ferrailage

a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)
En travée	18.00	0.017	0.021	0.26	1.98	3.13	3HA12=3.39
En appui	10.59	0.0027	0.0033	0.26	1.17	3.13	3HA12=3.39

Tableau III.35: Armatures longitudinales.

b) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

BAEL91 (Art. III.3.b),

soit un cadre $\phi 8$ plus une épingle $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$.

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm}$$

DTR BC-2 .4 (Art. A.5.1.2.2.).

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

On adopte $S_t = 15\text{cm}$.

5. Vérifications**a) À l'ELU****• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.164\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 23.85\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.088\text{MPa}$$

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

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) À l'ELS**• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 16.57\text{KN.m.}$$

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

Calcul de y :

$$A = 3.39\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.02\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 23476.716\text{cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 5.66MPa < 15MPa$ condition vérifiée.

- **Évaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1) ;**

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{3.55} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.08 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ condition non vérifiée.}$$

D'où pas lieu de vérifier de la flèche.

6. Schéma de ferrailage

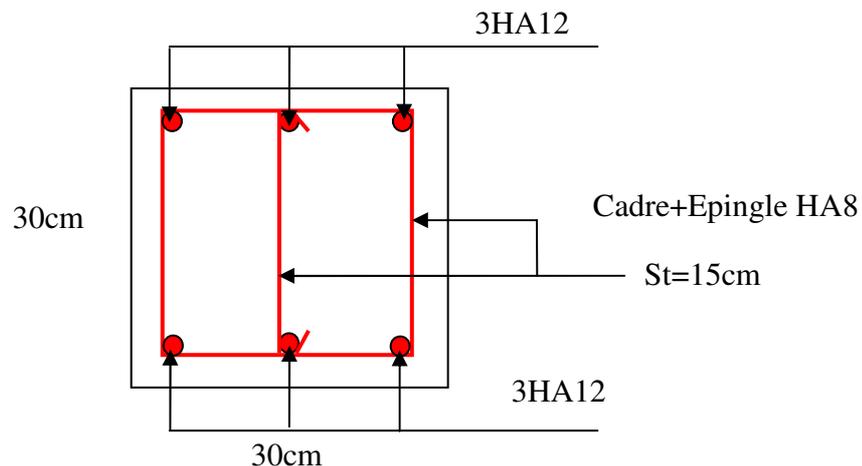


Figure III.32: schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

- Les chaînages verticaux :

Ils seront réalisés sur toute la hauteur du mur et avec une section minimale (15×15) cm². Les sections et dispositions minimales d'armatures sont les mêmes que celles concernant les chaînages horizontaux.

IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains importante. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante, selon son intensité.

A cause de ces dégâts, l'étude de comportement de la construction sous l'action dynamique sismique la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue.

IV.2. Méthodes de calcul

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

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

Le Règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions **RPA99 (Article 4.2)** de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à remplacer les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

-Calcul de la force sismique totale (RPA99 (Article 4.2.3))

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (Tableau 4.1)

C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage.

étant donné que notre structure est implantée à Bejaia zone IIa selon RPA , et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), groupe d'usage 2.

Le coefficient A vaut donc $A = 0.15$.

R : Coefficient de comportement global de la structure : il est fonction du système de contreventement **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet **R = 5** (contreventement mixte, portiques voiles avec interaction).

Q : Facteur de qualité de la structure : il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec **P_q** comme pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1-Conditions minimales sur les files 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- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q.

$$Q /_{XX} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) \Rightarrow Q /_{XX} = 1,2$$

$$Q /_{YY} = 1 + (0.05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) \Rightarrow Q /_{YY} = 1,2$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

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

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet, on a des niveaux à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$ et des appartements à usage d'habitation, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Poids des éléments

$$W_G = 31789.365 \text{ KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure T, de la catégorie de site et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

$$\text{Sol meuble classé comme site 3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

1) Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

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

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

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \Rightarrow \eta = 0.82 \Rightarrow \eta > 0.7$$

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

RPA99 (Formule 4-6)

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

$$h_N = 27.88m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage. Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (27.88)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.60s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

D: distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 23m, \quad D_y = 17.50m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.52s \\ T_y = 0.60s \end{cases}; T_2 = 0.5s$$

$$T_x = \min(T_x; T) \Rightarrow T_x = 0.52s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T) \Rightarrow T_y = 0.60s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\left\{ D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.52} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.99 \right.$$

$$\left. D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.60} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.81 \right.$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ T_x = 1.3 \times 0.52 \Rightarrow T_x = 0.67s \right.$$

$$\left. T_y = 1.3 \times 0.60 \Rightarrow T_y = 0.78s \right.$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99(Art4.2.3)}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.99 \times 1.2}{5} \times 31789.365 \Rightarrow V_x = 2277.39 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.81 \times 1.2}{5} \times 31789.365 \Rightarrow V_y = 2071.39 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, en particulier dans celui de la méthode statique équivalente qui n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière en plan, la méthode dynamique s'impose.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse dénommé SAP 2000.

IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Particulièrement adapté aux calculs de conception des structures, le SAP 2000 est un logiciel de calcul d'ingénierie bien adapté aux bâtiments et ouvrages de génie-civil. Avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il

permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment. Riche de nombreuses possibilités d'analyse, il aide à cerner les effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique, disponible, facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV .4. Disposition des voiles

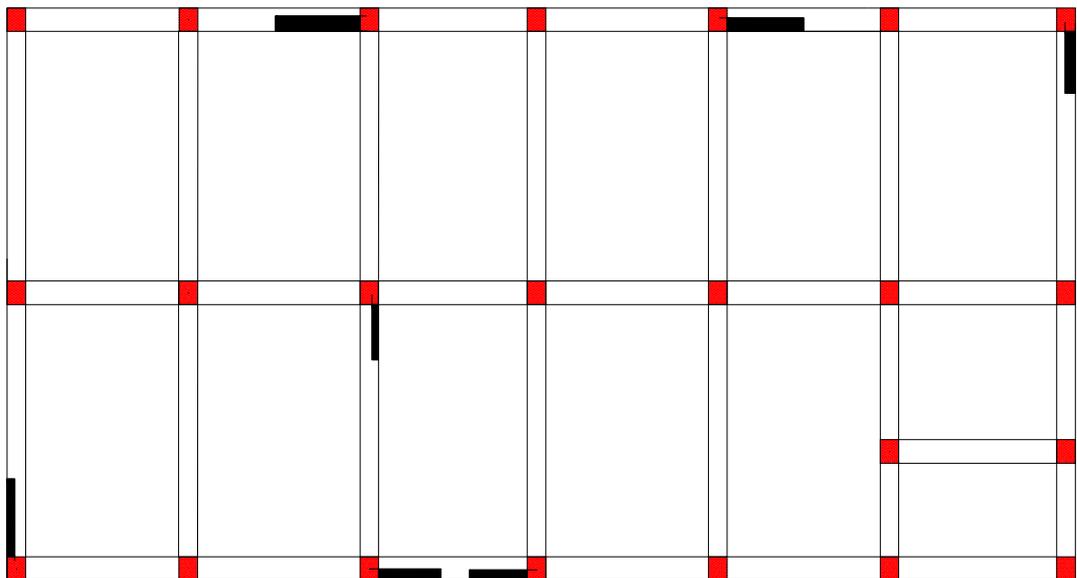


Figure IV.1: Disposition des voiles

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP 2000

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepType	StepNum	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.479771	0.70397	0.00001271	3.519E-07	0.70397	0.00001271
Mode	2	0.417852	0.00001745	0.67562	0.00001881	0.70399	0.67563
Mode	3	0.34904	0.00089	0.000008038	5.835E-07	0.70487	0.67564
Mode	4	0.161209	0.12178	0.000003558	0.000001847	0.82665	0.67565
Mode	5	0.137532	0.000009376	0.13964	0.00002026	0.82666	0.81528
Mode	6	0.111945	0.00048	0.0008	6.709E-07	0.82715	0.81608
Mode	7	0.107653	0.02453	0.00014	0.000001759	0.85167	0.81622
Mode	8	0.101702	0.000000906	0.02909	0.000002743	0.85167	0.84531
Mode	9	0.095224	0.0004	0.00465	0.000001259	0.85207	0.84996
Mode	10	0.076848	0.05822	0.0000209	0.000005816	0.91029	0.84998
Mode	11	0.064147	0.000002508	0.06141	0.00007362	0.91029	0.91139
Mode	12	0.052186	0.000005385	1.832E-08	0.001	0.9103	0.91139

Tableau IV.2: Périodes et taux de participation.

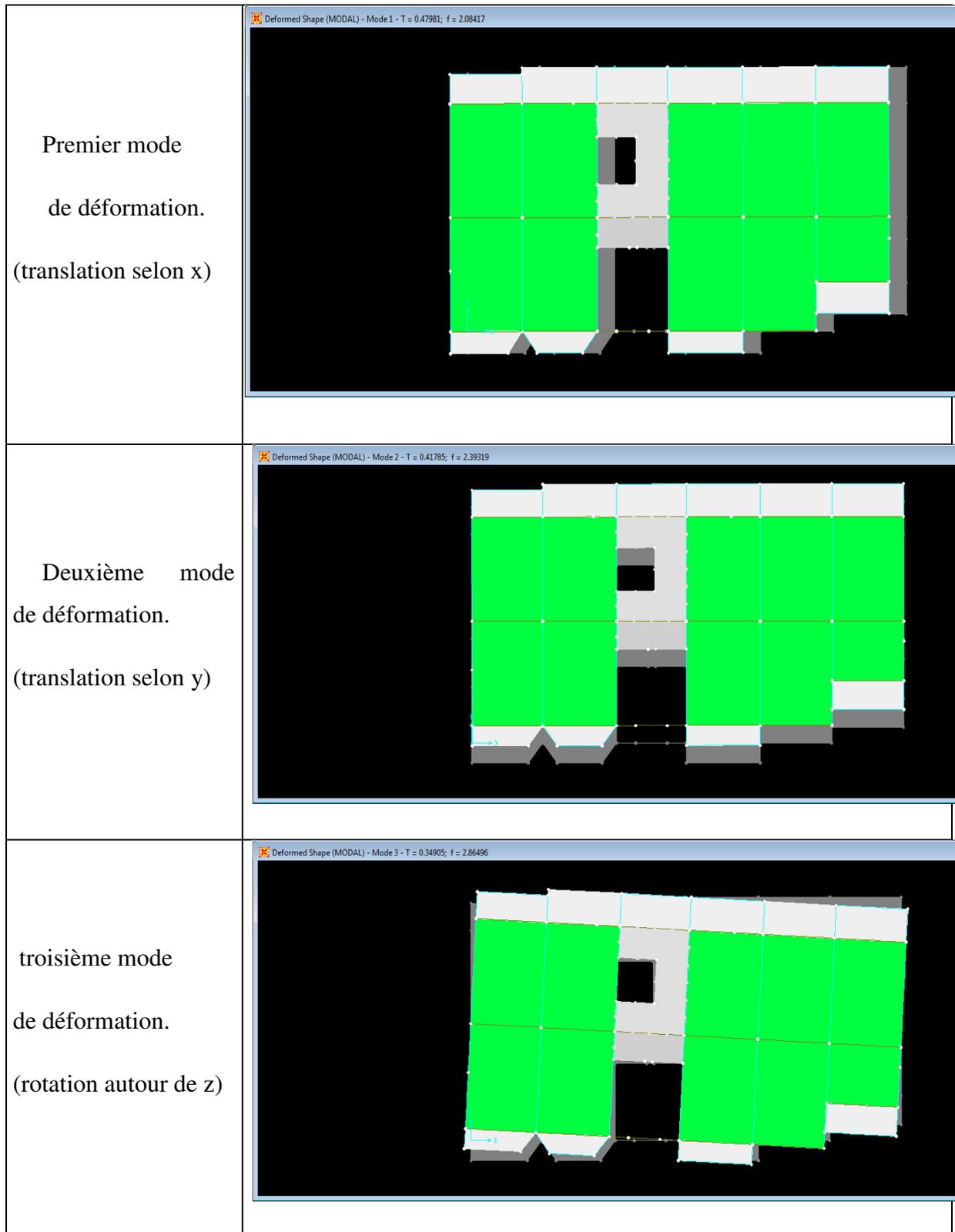


Figure IV.2: Modes de déformation.

Analyse des résultats : d'après le tableau IV.2 la participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante : $UX = 70.39\%$, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans le tableau IV.3. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y , $UY = 67.56\%$.

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du **RPA 99** majorées de 30%. La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 11^{ème} mode dans le sens x et y .

b) Justification de l'interaction voiles-portiques

- **Sous charges verticales ;**

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	43785.314	5813.236	88.27942349	11.7205765
1 ^{er} étage	41792.053	5327.185	88.69424629	11.3057537
2 ^{ème} étage	34843.417	4969.47	87.51793609	12.4820639
3 ^{ème} étage	28202.493	4514.331	86.20180553	13.7981945
4 ^{ème} étage	20861.35	3796.301	84.60396329	15.3960367
5 ^{ème} étage	15865.826	3146.931	83.44831841	16.5516816
6 ^{ème} étage	10022.032	2611.165	79.33092471	20.6690753
7 ^{ème} étage	5013.345	1413.66	78.00437373	21.9956263
8 ^{ème} étage	875.566	0	100	0

Tableau IV.3: Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Sous-charges horizontales

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	517.313	334.274	60.74	39.253	404.504	431.711	48.37	51.62
1 ^{er} étage	534.11	360.626	59.69	40.305	390.805	430.239	47.59	52.40
2 ^{ème} étage	559.547	274.032	67.12	32.874	341.122	419.019	44.87	55.12
3 ^{ème} étage	484.673	256.568	65.38	34.613	309.252	360.399	46.18	53.81
4 ^{ème} étage	326.333	288.343	53.09	46.909	284.361	252.017	53.01	46.98
5 ^{ème} étage	288.965	191.93	60.08	39.911	256.831	158.229	61.87	38.12
6 ^{ème} étage	170.794	164.329	50.96	49.035	173.882	126.838	57.82	42.17
7 ^{ème} étage	125.664	58.715	68.15	31.844	144.186	49.812	74.32	25.67
8 ^{ème} étage	35.628	0	100	0	39.138	0	100	0

Tableau IV.4: Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Analyse des résultats : on remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales et verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

c) Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ **RPA99 (Article 7.1.3.3)**

Niveau	N_d (KN)	B_c (m ²)	v	Remarque
P(75×75)	4159.623	0.56	0.29	Vérifiée
P(70×70)	3558.097	0.49	0.29	Vérifiée
P(65×65)	2993.809	0.4225	0.28	Vérifiée
P(60×60)	2447.681	0.36	0.27	Vérifiée
P(55×55)	1920.742	0.3025	0.25	Vérifiée
P(50×50)	1414.523	0.25	0.22	Vérifiée
P(40×40)	927.162	0.16	0.23	Vérifiée
P(35×35)	472.365	0.1225	0.15	Vérifiée
P(30×30)	154.375	0.09	0.06	Vérifiée

Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit.

d) vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$

RPA99 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
3.40	0.07	0.35	0	0.35	340	0.0010	0.05	0.25	0	0.25	0.0007
6.46	0.22	1.1	0.35	0.75	306	0.0024	0.14	0.7	0.25	0.45	0.0014
9.52	0.4	2	1.1	0.9	306	0.0029	0.27	1.35	0.7	0.65	0.0021
12.58	0.59	2.95	2	0.95	306	0.0031	0.4	2	1.35	0.65	0.0021
15.84	0.77	3.85	2.95	0.9	306	0.0029	0.54	2.7	2	0.7	0.0022
18.70	0.92	4.6	3.85	0.75	306	0.0024	0.66	3.3	2.7	0.6	0.0019
21.76	1.04	5.2	4.6	0.6	306	0.0019	0.78	3.9	3.3	0.6	0.0019
24.82	1.13	5.65	5.2	0.45	306	0.0014	0.88	4.4	3.9	0.5	0.0016
27.88	1.14	5.7	5.65	0.05	306	0.0001	0.99	4.95	4.4	0.55	0.0017

Tableau IV.6: Vérification des déplacements.

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1 \text{ cm} < 0.01 \times h_e = 3.4 \text{ cm}$$

e) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si à tous les niveaux est satisfaite la condition suivante :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

RPA99/2003(Article 5.9)

p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du ni-

veau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$;
- si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
3.40	340	28271.732	0.35	851.587	0.03417531	0.25	836.215	0.02485968
6.46	306	23887.732	0.75	894.736	0.06543647	0.45	821.044	0.04278579
9.52	306	19630.095	0.9	833.579	0.06926227	0.65	760.141	0.0548555
12.58	306	14794.59	0.95	741.241	0.06196489	0.65	669.615	0.04693207
15.64	306	11407.655	0.9	614.676	0.05458473	0.7	536.378	0.04865215
18.70	306	7579.918	0.75	480.895	0.03863261	0.6	415.06	0.03580828
21.76	306	3856.23	0.6	335.123	0.02256257	0.6	300.72	0.02514377
24.82	306	525.34	0.45	184.379	0.00419006	0.5	193.998	0.00442478
27.88	306	0	0.05	35.628	0	0.55	39.138	0

Tableau IV.7: Vérification a L'effet P- Δ .

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1 ; l'effet **P- Δ** n'a donc pas d'influence sur la structure.

IV.6. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques.

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , 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 .

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	2277.39	1821.91	1975.102	Vérifier
Sens yy	2071.39	1657.11	2080.343	Vérifier

Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces.

V_{dy} : effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP 2000.

V : effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

IV.7. Conclusion

On modélise le sous-sol, mais on le bloque suivant les deux directions x, y ou niveaux des extrémités.

-On remarque que l'effet des moments n'est pas important aux niveaux des sous-sol par rapport ou étage supérieurs.

-L'effort tranchant et \ll à l'intérieur de la base ceci est dû au blocage des sous-sol qui est confinée suivant X, Y .

Les efforts tranchants aux extrémités seront repris par les voiles périphériques.

Après la modélisation, on a opté pour des voiles de 20 cm d'épaisseur. Sont aussi augmentées les sections de poteaux pour avoir des translations dans les deux premiers modes et atteindre à la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et au taux de participation massique.

Le comportement de la structure est lié directement à la géométrie de la structure, et à la disposition des voiles.

Après plusieurs dispositions nous avons retenue celle qui vérifie tous les exigences du RPA tel que (période de vibration, taux de participation, L'effet **P- Δ** , effort normal réduit).

V.1. Introduction

Les éléments principaux sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|-----------------|------------|-----------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ | |
| 2) $0.8G+E$ | 5) $G+Q$ | RPA (art. 5.2) |
| 3) $0.8G-E$ | 6) $G+Q+E$ | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables.

$N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$

$N_{min} \longrightarrow M_{correspondant}$

$M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

RPA (art 7.4.2.1)

a) Les armatures longitudinales

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;
- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes ;
6% en zones de recouvrement ;
- le diamètre minimal est de 12mm ;
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;
- les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99** sont rapportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Sous sol 2	80x80	51.2	256	384
Sous sol 1 et RDC	75x75	45	225	337.5
1 ^{er} étage	70x70	39.2	196	294
2 ^{ème} étage	65x65	33.8	169	253.5
3 ^{ème} étage	60x60	28.8	144	216
4 ^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5
5 ^{ème} étage	50x50	20	100	150
6 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96
7 ^{ème} étage	35x35	9.8	49	73.5
8 ^{ème} étage	30x30	7.2	36	54

Tableau V.1: Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b) Les armatures transversales :

RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}; \quad \text{Où :}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa ;
- dans la zone courante : $t \leq 15 \times \phi_l$ en zone I et IIa.

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 ; \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$; 0.8% si $\lambda_g < 3$; interpoler entre les valeurs limites précédentes si

$3 < \lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40 \phi$$

- Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites à partir de notre modèle (réalisé sous SAP2000). Le tableau suivant en résume les résultats:

Poteau	$N_{\max}(\text{KN}) \rightarrow M_{\text{cor}}(\text{KN.M})$		$N_{\min}(\text{KN}) \rightarrow M_{\text{cor}}(\text{KN.M})$		$M_{\max}(\text{KN.M}) \rightarrow N_{\text{cor}}(\text{KN})$		V(KN)
80x80	4654.285	5.3	270.285	11.6	77.06	777.31	27.11
75x75	4159.623	23.92	264.678	131.528	146.787	2733.7	61.44
70x70	3575.592	12.28	233.606	16.13	115.99	2365.957	60.63
65x65	3044.417	10.16	142	13	94	1964.99	63.76
60x60	2530.984	13.56	43.045	7.84	82.953	1307.526	63.41
55x55	2041.193	16.09	84.46	8.46	79.0153	1854.78	56.86
50x50	1567.958	13.67	56.909	4.6	79.529	1360.011	54.46
40x40	1112.438	5.063	6.93	3.4059	74.385	892.27	45.06
35x35	692.365	12.65	7.984	7.38	64.48	301.91	42.98
30x30	314.398	7.13	37.50	15.22	31.88	112.79	28.55

Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux.

2.2.Calcul du ferrailage :

2..1. Ferrailage longitudinale :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau (tab5.9).

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 4159.623 \text{KN}$ $M_{\text{cor}} = 23.92 \text{KN.m}$
- $M_{\max} = 146.678 \text{kN.m}$ $N_{\text{cor}} = 2733.7 \text{KN}$

$$- N_{\min} = 264.678 \text{KN} \quad M_{\text{cor}} = 131.528 \text{KN.m}$$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 0.70 \text{m}; d_0 = 0.05 \text{m}$$

$$N = 4159.623 \text{KN} \text{ (de compression)}$$

$$M = 23.92 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.005 \text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.75/2 = 0.375 \text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 23.92 + 4159.623 \times (0.7 - 0.75/2) = 1375.79 \text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 4159.62 \times 10^3 \times (0.70 - 0.05) - 1375.7 \times 10^3 \geq (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.05) \times 0.75^2 \times 14.2$$

$$1.32 \geq 1.69 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1375.79 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.7^2 \times 14.2} = 0.2636$$

$$\mu_{bu} = 0.2636 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.1773$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.65 \text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{1375.79 \times 10^{-3}}{0.74 \times 348} = 60.78 \text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -58.74 \text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{cm}^2$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 146.787 \text{KN.m}, N = 2733.70 \text{KN} \Rightarrow e_G = 0.053 \text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.74 \geq 1.69 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 1.035 \text{MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.198 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.130 \Rightarrow z = 0.66 \text{m} \Rightarrow A_1 = 44.83 \text{cm}^2 \Rightarrow A = -33.72 \text{cm}^2 \leq 0$$

c) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 264.678 \text{KN.m}, N = 131.528 \text{KN} \Rightarrow e_G = 2.01 \text{m}$$

$$(I) \Rightarrow 1.37 \geq 2.52 \text{ non vérifiée} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 0.0921 \text{MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.041 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.026 \Rightarrow z = 0.69 \text{m} \Rightarrow A_1 = 9.02 \text{cm}^2 \Rightarrow A = 1.41 \text{cm}^2$$

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A	A _{RPA}	A _{adop}	Barres
Sous sol 2	80×80	5.30	4654.28	0.00	51.2	51.84	8T25+4T20
		11.60	270.285	0.00			
		77.06	777.31	1.90			
RDC, sous sol 1	75×75	23.92	4159.62	0.00	45	47.31	8T25+4T16
		131.528	264.678	1.41			
		146.787	2733.7	0.00			
1 ^{er} étage	70×70	12.28	3575.59	0.00	39.2	45.43	8T25+4T14
		16.13	233.606	0.00			
		115.99	2365.95	3.36			
2 ^{eme} étage	65×65	10.16	3044.41	0.00	33.8	45.43	8T25+4T14
		13	42	0.00			
		94	196.499	2.44			
3 ^{eme} étage	60×60	13.56	2530.98	0.00	28.8	31.89	4T25+8T14
		7.84	43.045	0.00			
		82.95	1307.52	3.7			
4 ^{eme} étage	55×55	16.09	2041.19	0.00	24.2	24.64	4T20+8T14
		8.46	84.46	0.00			
		79.015	1854.78	2.2			
5 ^{eme} étage	50×50	13.67	1567.95	0.00	20	20.35	4T16+8T14
		4.60	56.909	0.00			
		79.529	1360.01	1.5			
6 ^{eme} étage	40×40	5.03	1112.43	0.00	12.8	15.20	4T14+8T12
		3.4	6.93	0.00			
		74.38	892.27	7.02			
7 ^{eme} étage	35×35	12.65	692.365	0.00	9.8	13.57	12T12
		7.38	7.984	0.00			
		64.48	301.91	9.77			
8 ^{eme} étage	30×30	7.13	314.398	0.00	7.2	9.05	8T12
		15.22	37.5	0.00			
		31.88	112.79	1.94			

Tableau V.3-Ferraillage des poteaux

a) Armatures transversales :

Niveau	Sous sol 2	Sous sol 1 et R DC	1 ^{er} Etage	2 ^{eme} étage	3 ^{eme} Etage	4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} Etage	8 ^{eme} étage
Section (cm)	80x80	75x75	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	40x40	35x35	30x30
ϕ_l^{\max} (cm)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2	1.6	1.4	1.2	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	2	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	262.5	248.5	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.28	3.31	3.06	3.29	3.57	3.89	4.28	5.35	6.12	7.14

V_u (KN)	27.11	61.44	60.63	63.76	63.41	56.86	54.46	45.06	42.98	28.55
l_r (cm)	100	100	100	100	100	80	64	56	48	48
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A^t (cm)	0.317	0.768	0.812	0.919	0.990	0.969	1.02	0.704	0.767	0.594
A^t_{min} (cm ²) Zone nodal	4.4	4.12	3.85	3.57	3.3	3.025	2.75	1.2	1.05	0.9
A^t_{min} (cm ²) Zone courante	6.6	6.18	5.77	5.36	4.95	4.53	4.12	1.8	1.57	1.35
$A^t_{adoptée}$ (cm ²)	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

Tableau V.4: Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 12\text{cm} \geq \frac{25\text{cm}}{3} \Rightarrow 10 \geq 8.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.3. Vérifications

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \qquad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif (RDC) :

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.38\text{m} \qquad \text{(Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.21 \qquad \text{(Rayon de giration).}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.38}{0.21} \Rightarrow \lambda = 11.33 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = 5329 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc :} \quad N_u = 0.81 \times \left(\frac{0.5329 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 47.31 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 9319.50 \text{ KN}$$

$N_{\max} < N_u$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement.

b) Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_u (KN)
Sous sol 2	80x80	4.30	3.01	0.23	13.08	0.83	51.84	6084	4654.285	10847.9
RDC et Sous sol 1	75x75	3.40	2.38	0.21	11.33	0.82	47.31	5329	4159.623	9319.50
1 ^{er} étage	70x70	3.06	2.142	0.20	10.71	0.83	41.51	4624	3575.592	8102.28
2 ^{ème} étage	65x65	3.06	2.142	0.18	11.9	0.83	38.69	3969	3044.417	7217.46
3 ^{ème} étage	60x60	3.06	2.142	0.17	12.6	0.82	31.89	3364	2530.984	2879.24
4 ^{ème} étage	55x55	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	24.64	2809	2041.193	4201.44
5 ^{ème} étage	50x50	3.06	2.142	0.14	15.3	0.81	20.35	2304	1567.958	4784.89
6 ^{ème} étage	40x40	3.06	2.142	0.11	19.47	0.80	15.20	1444	1112.438	2562.21
7 ^{ème} étage	35x35	3.06	2.142	0.98	2.18	0.84	13.57	1089	692.365	2089.69
8 ^{ème} étage	30x30	3.06	2.142	0.086	24.90	0.77	9.05	784	314.398	1360.30

Tableau V.5: Justification de l'effort normal réduit.

Au tableau ci-dessus, on constate que $N_{\max} < N_u$ donc c'est vérifiée.

a) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement ; pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

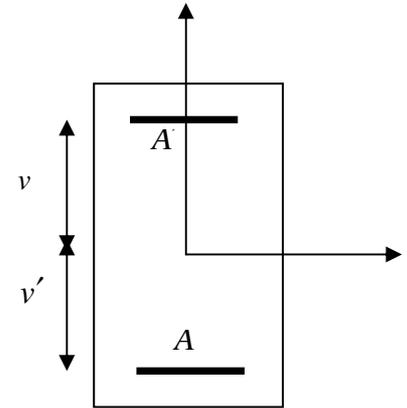


Figure V.1: Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	D (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Sous sol 2	80x80	72	51.84	43.46	36.54	0.041233	2924.58	75.76	5.36	15
Sous sol 1 et RDC	75x75	67.5	47.31	40.86	34.14	0.032038	2823.39	72.61	5.92	15
1 ^{er} étage	70x70	63	41.51	38.15	31.85	0.024339	2421.92	67.74	6.01	15
2 ^{ème} étage	65x65	58.5	38.69	35.64	29.36	0.018324	2036.26	63.89	6.04	15
3 ^{ème} étage	60x60	54	31.89	32.83	27.17	0.013232	1662.58	60.21	6.13	15
4 ^{ème} étage	55x55	49.5	24.64	29.89	25.11	0.009219	1301.6	55.44	6.1	15
5 ^{ème} étage	50x50	45	20.35	27.17	22.83	0.006296	954.39	54.81	6.2	15
6 ^{ème} étage	40x40	36	15.20	21.99	18.01	0.002644	626.157	52.20	8.25	15
7 ^{ème} étage	35x35	31.5	13.57	19.49	15.51	0.001592	211.86	48.06	7.6	15
8 ^{ème} étage	30x30	27	9.05	16.57	13.42	0.000844	96.06	39.24	8.8	15

Tableau V.6: Vérification des contraintes dans le béton.

Sur le tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d) Vérification aux sollicitations tangentielles

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA (art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	D (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	Observation
Sous sol 2	80x80	3.01	3.28	0.04	72	27.11	0.004	1	Vérifiée
Sous sol 1 et RDC	75x75	2.38	3.31	0.04	67.5	61.44	0.012	1	Vérifiée
1 ^{er} étage	70x70	2.142	3.06	0.04	63	60.63	0.013	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	65x65	2.142	3.29	0.04	58.5	63.66	0.016	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage	60x60	2.142	3.57	0.04	54	63.41	0.019	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	55x55	2.142	3.89	0.04	49.5	56.86	0.02	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	50x50	2.142	4.28	0.04	45	54.46	0.024	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	40x40	2.142	5.35	0.075	36	45.06	0.031	1.875	Vérifiée
7 ^{ème} étage	35x35	2.142	6.12	0.075	31.5	42.98	0.038	1.875	Vérifiée
8 ^{ème} étage	30x30	2.142	7.14	0.075	27	28.55	0.035	1.875	Vérifiée

Tableau V.7: Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.4. disposition constructive des poteaux

- **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA 99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II.}$$

$\phi = 25\text{mm}$ donc $L_r > 100\text{cm}$; on adopte $L_r = 105 \text{ cm}$.

- **Les zones nodales**

La détermination de la zone est nécessaire à ce niveau, on disposera les armature transversales de façon à avoir des espacements réduits ; ceci est justifié par le fait que cet endroit est très exposé au risque de cisaillement

La zone nodale est définie par h'

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1 \times h_1)$: section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour $h' = 70$ cm pour tous les étages.

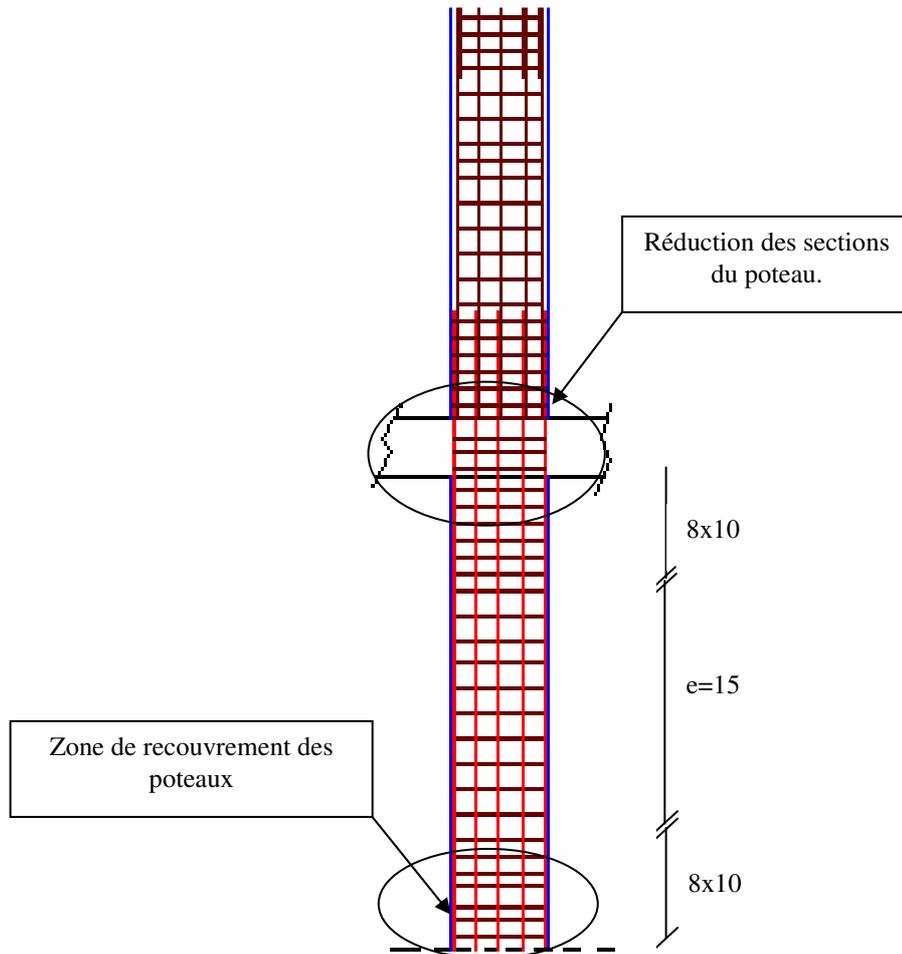
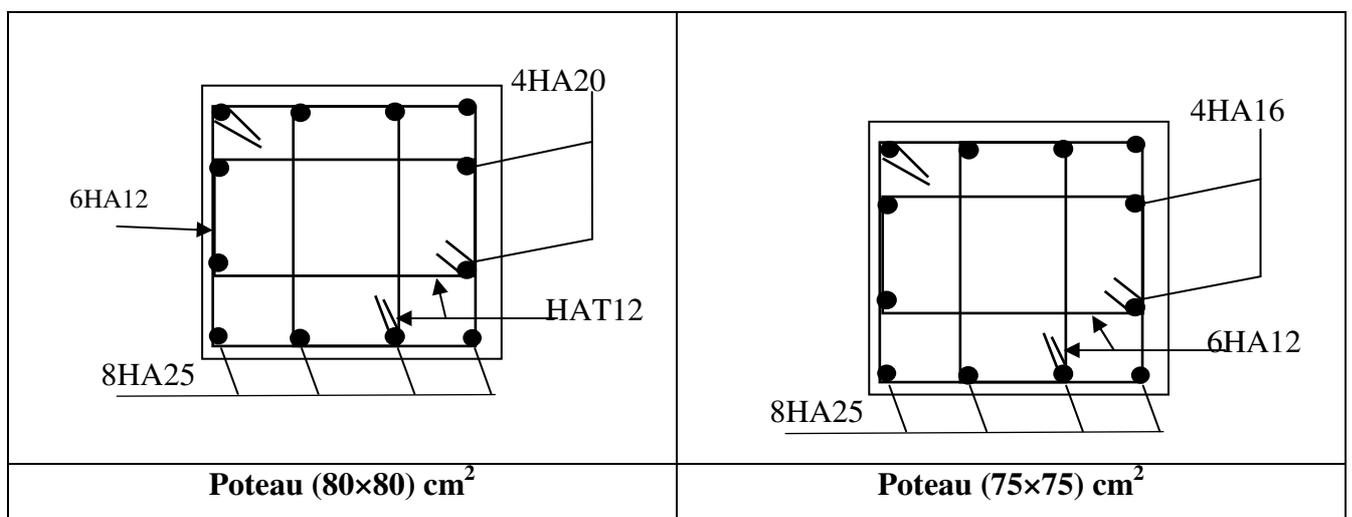
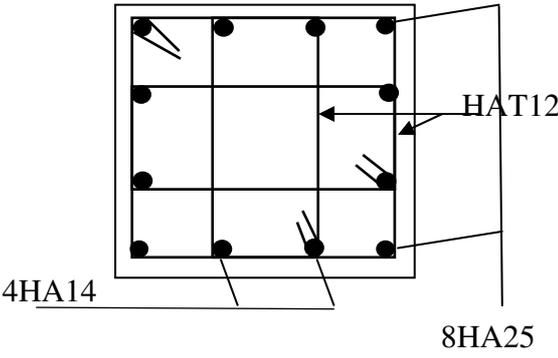
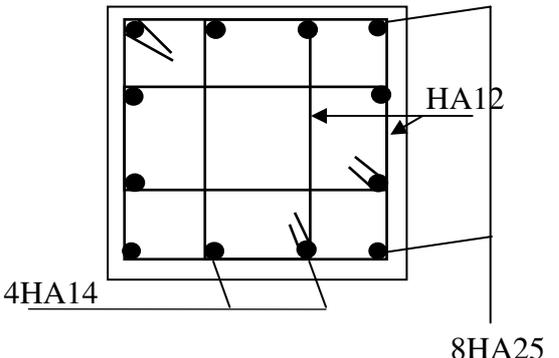
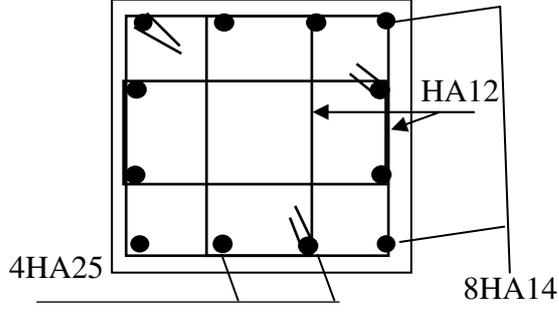
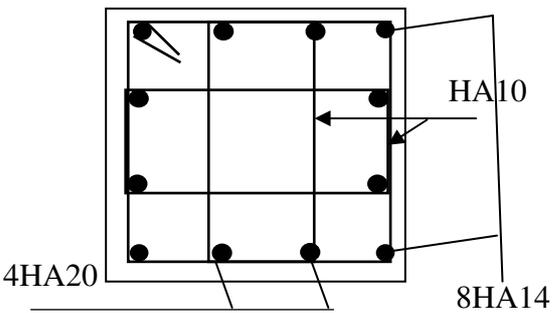
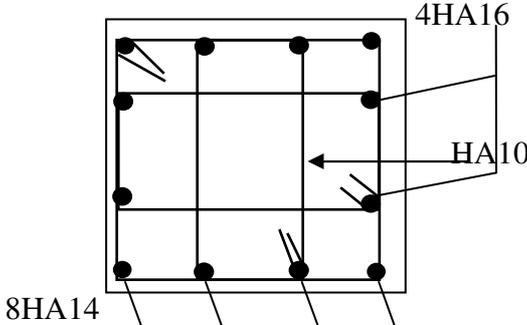
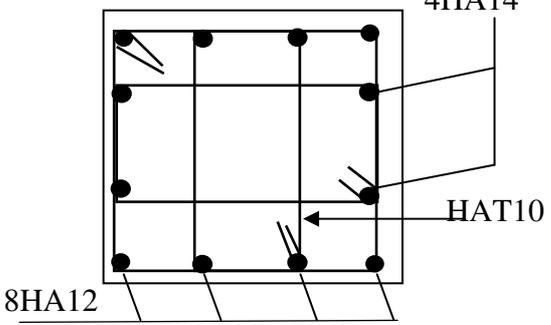


Figure V.2: Zone de recouvrement

V.2.5. Schémas de ferrailage des poteaux



	
<p>Poteau (70×70) cm²</p>	<p>Poteau (65×65) cm²</p>
	
<p>Poteau (60×60) cm²</p>	<p>Poteau (55×55) cm²</p>
	
<p>Poteau (50×50) cm²</p>	<p>Poteau (40×40) cm²</p>

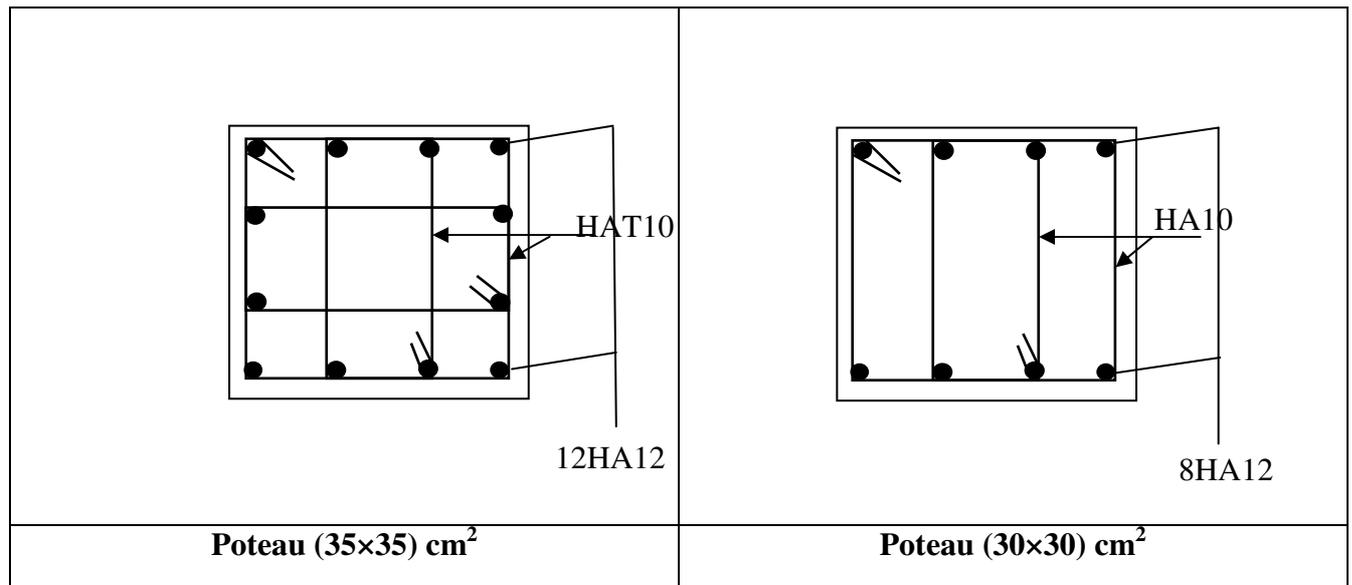


Figure V.3: Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3. Études des poutres

Les poutres sont sollicitées par la flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M , N , T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

V.3.1. Les recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante ;
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement ;
- la longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- l'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right). \text{ : dans la zone nodale et en travée si les armatures}$$

comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ : en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_t est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	A_a^{opt} (cm ²)	N ^{br} barres en travée	N ^{br} barres en appuis	V (KN)
SOUS SOIL 2	53.57	-180.55	4.24	16.64	6.03	18.85	3T16	6T20	216.05
SOUS SOIL1	52.97	-180.8	4.19	16.67	6.03	18.85	3T16	6T20	220.38
RDC	52.22	-160.49	4.13	14.36	6.03	15.45	3T16	3T16+3T20	200.47
Etage1	52.29	-165.99	4.14	14.97	6.03	15.45	3T16	3T16+3T20	198.37
Etage2	51.73	-165.82	4.09	14.95	6.03	15.45	3T16	3T16+3T20	198.29
Etage3	51.36	-168.83	4.06	14.95	6.03	15.45	3T16	3T16+3T20	192.78
Etage4	50.69	-171.80	4.00	15.62	6.03	16.59	3T16	2T16+4T20	191.35
Etage5	49.23	-175.81	3.88	16.08	6.03	16.59	3T16	2T16+4T20	189.45
Etage6	43.50	-170.89	3.41	15.52	6.03	16.59	3T16	2T16+4T20	186.80
Etage7	62.79	-165.98	5.02	14.97	6.03	16.59	3T16	2T16+4T20	114.22
Etage8	74.81	-130.76	6.01	11.02	6.03	11.12	3T16	4T16+2T14	111.68

Tableau V.8-ferrailage des poutres principales

Avec : $A^{RPA}_{min} = 0.5\% \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres principales.

Avec M_t : moment en travée

M_a : moment en appui.

POUTRES SECONDAIRES

Niveau	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{opt} (cm ²)	A_a^{opt} (cm ²)	N ^{bre} barres en travée	N ^{bre} barres en appuis	V (KN)
Sous soil2	21.59	-47.76	1.66	3.76	6.03	6.79	3T16	6T12	68.46
Sous soil1	39.79	-54.88	3.11	4.35	6.03	6.79	3T16	6T12	72.18
RDC	37.42	-38.37	2.92	2.99	6.03	6.79	3T16	6T12	60.19
Etage1	38.57	-40.64	3.01	3.18	6.03	6.79	3T16	6T12	57.58
Etage2	38.57	-44.16	3.01	3.47	6.03	6.79	3T16	6T12	59.48
Etage3	38.65	-48.14	3.02	3.99	6.03	6.79	3T16	6T12	61.63
Etage4	38.85	-52.00	3.03	4.11	6.03	6.79	3T16	6T12	63.74
Etage5	38.98	-54.43	3.04	4.31	6.03	6.79	3T16	6T12	65.15
Etage6	42.98	-56.40	3.37	4.48	6.03	6.79	3T16	6T12	66.53
Etage7	38.77	-54.80	3.03	4.34	6.03	6.79	3T16	6T12	48.61
Etage8	13.74	-12.44	1.44	1.37	6.03	6.79	3T16	6T12	24.83

Tableau V.9-ferraillage des poutres secondaires

Avec : $A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ en toute section pour les poutres secondaires

• **Longueurs de recouvrements**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 80 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 85 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 64 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 56 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ cm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm}; \quad \text{on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

▪ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(12; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

$$\text{Avec : } A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des espacements des armatures transversales

- Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 34.2 \text{ cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm ; soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm ; soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

d) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \quad \text{C'est vérifié}$$

V.3.2. Vérifications [BAEL 91]

a) Vérifications à L'ELU

1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

2) Vérification des contraintes tangentielles

- **Vérification de l'effort tranchant** **BAEL91 (Article H.III.1)**

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	220.38	2.09	3.33	Vérifiée
Secondaires	72.18	0.80	3.33	Vérifiée

Tableau V.10: Vérification des contraintes tangentielles.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{-Appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{-Appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	18.85	220.38	180.55	10.14	13.46	Vérifiée
Secondaires	6.79	72.18	47.76	2.07	3.01	Vérifiée

Tableau V.11: Vérification au cisaillement.

b) Vérifications à L'ELS

1) État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Principales	appui	164.73	0.0016	12	12.35	15	Vérifiée
	travée	82.39	0.0016	12.41	6.39	15	Vérifiée
Secondaires	appui	41.71	0.00107	11.95	4.65	15	Vérifiée
	travée	18.35	0.00107	11.95	2.04	15	Vérifiée

Tableau V.12: Vérification de l'état limite de compression du béton.

2) État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**. Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche sera nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

	h cm	b cm	l cm	A_s cm ²	$\frac{ht}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{ht}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} >$ $\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \leq$ $\frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	525	11.2	0.076	0.036	0.097	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	385	6.79	0.09	0.06	0.0068	0.0105	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau V.13: Vérification à la flèche.

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

V.4.Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'acier dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

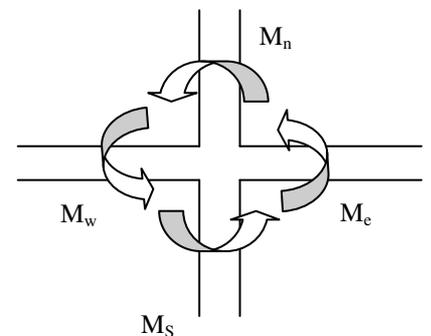


Figure V.3: Schéma de la Zone nodale.

1.1. Poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous sol 2	80x80	0.68	51.84	1226.12
Sous sol et RDC	75x75	0.63	47.31	1049.04
1 ^{er} étage	70x70	0.59	41.51	859.07
2 ^{ème} étage	65x65	0.55	38.69	734.52
3 ^{ème} étage	60x60	0.51	31.89	565.70
4 ^{ème} étage	55x55	0.46	24.64	400.66
5 ^{ème} étage	50x50	0.42	20.35	300.82
6 ^{ème} étage	40x40	0.34	15.20	179.75
7 ^{ème} étage	35x35	0.29	13.57	140.42
8 ^{ème} étage	30x30	0.25	9.05	78.69

Tableau V.14: Moments résistant dans les poteaux.

1.2 Poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous sol 1 et 2	PP	30x40	0.340	18.85	222.92
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	PP	30x40	0.340	15.45	182.71
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	PP	30x40	0.340	16.59	196.14
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14
7 ^{ème} étage	PP	30x40	0.340	15.45	182.71
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14
Terrasse	PP	30x40	0.340	11.12	132.45
	PS	30x35	0.297	6.79	70.14

Tableau V.15: Moments résistants dans les poutres.

-Vérification des zones nodales

Niveau	plan	$M_e = M_w$	M_n et M_s	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	Observations
Sous sol1 Sous sol2	PP	222.92	1226.12	557.3	2452.24	Vérifiée
	PS	70.74	1049.04	176.85	2098.08	Vérifiée
1 ^{er} étage et RDC	PP	182.71	1049.04	456.77	2098.08	Vérifiée
	PS	70.74	859.07	176.85	1718.14	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	182.71	859.07	456.77	1718.14	Vérifiée
	PS	70.74	734.52	176.85	1529.04	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	182.71	734.52	456.77	1529.04	Vérifiée
	PS	70.74	565.70	176.85	1131.4	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	196.71	565.70	491.775	1131.4	Vérifiée
	PS	70.14	400.60	176.85	800.12	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	196.71	400.60	491.775	800.12	Vérifiée
	PS	70.14	300.82	176.85	601.64	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	196.71	300.82	491.775	601.64	Vérifiée
	PS	70.14	179.75	176.85	359.5	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	182.71	179.75	456.77	359.5	Vérifiée
	PS	70.14	140.42	176.85	280.84	Vérifiée
8 ^{eme} étage	PP	132.45	140.42	331.12	280.84	Vérifiée
	PS	70.14	78.69	176.85	157.38	Vérifiée

Tableau V.16: Vérification des zones nodales

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieur aux moments résistants dans les poutres donc la formation des rotules plastique se fera dans les poutres et non dans les poteaux

Schémas de ferrillages des poutres

SOUS SOL 2		
	En travée	En appui
PP		
PS		

SOUS SOL 1		
	En travée	En appui
PP	<p>3T20</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA20</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>

RDC ET ETAGES 1,2et3 ^{ème}		
	En travée	En appui
PP	<p>3T16</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA20</p> <p>3HA16</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12</p> <p>3HA16</p>

ETAGES 4,5,6 et 7 ^{ème}		
	En travée	En appui
PP	<p>3HA20</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>4HA20</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>2HA16</p> <p>3HA16</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA16</p>	<p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier HA8</p> <p>3HA12</p> <p>3HA16</p>

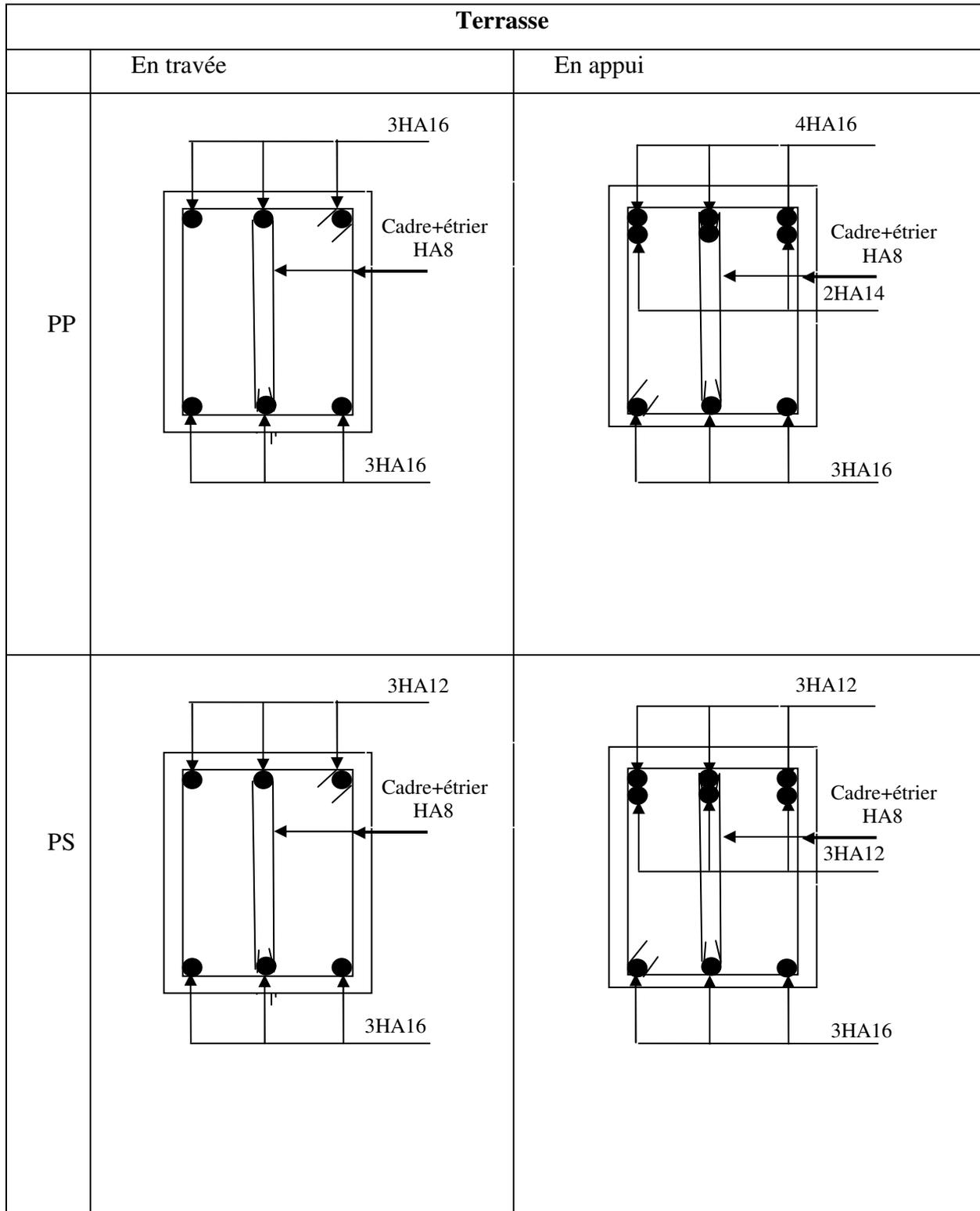


Figure V.5 : Schémas de ferrailages des poutres

V.5. Étude des voiles

1) Introduction

Les voiles peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est faible devant les deux autres. Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leur plan. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres voiles ou par des portiques.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- flexion ;
- flexion par effort tranchant ;
- écrasement ;

Afin d'éviter ces modes de rupture, on doit veiller sur le respect des modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales ;
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

2) Les recommandations du RPA99

a) Armatures verticales : elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.2 %** ;
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (**S**) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur **L/10** dans les zones extrêmes.

b) Armatures horizontales : disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales, les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de diamètre **10Ø**.

c) Armatures transversales : elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins.

d) Armatures de couture : le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e) Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15 \% \quad \text{section globale du voile.}$$

$$A_{\min} = 0.1 \% \quad \text{zone courante}$$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\emptyset < a/10$.

f) Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \emptyset$ en zone qui peu être tendue.

$L_r = 20 \emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

3) Repérage des voiles

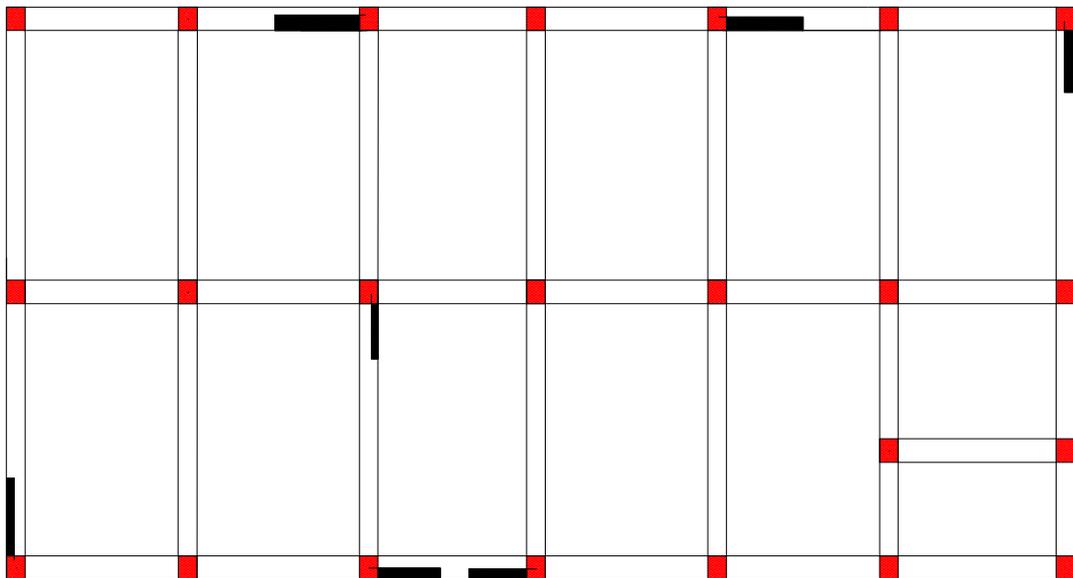


Figure V.6: Repérage des voiles.

4) Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant.

$$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times l \times e$$

$$A = \max(A^{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

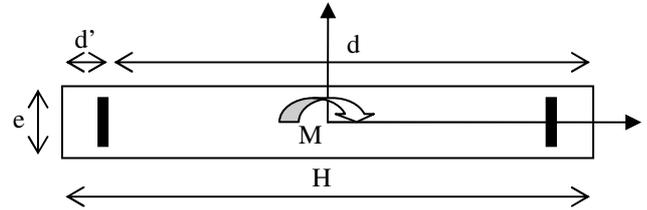


Figure V.7: Schéma d'un voile plein.

b) Armatures horizontales : elles sont calculées selon la formule suivante :

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

$$A_H^{\min} = 0.15\% \times e \times h$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adpt} / face : section d'armature verticale adoptée par face.

N_{bre} /face : nombre de barres adoptées par face.

S_t : espacement.

A_H^{\min} /face : section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_h^{adpt} / ml : section d'armature horizontale adoptée pour 1 mètre linéaire.

A_v^{adpt} / ml : section d'armature adoptée par mètre linéaire.

➤ voile plein

- sollicitations de calcul

Le RDC, étage 1 :

	e(cm)	N _{max} → M cor.		N _{min} → M cor.		M _{max} → N cor		V
V _{x1}	15	1525.68	108.60	329.3	35.7	-403.56	1063.57	215.61
V _{x2}	15	1611.29	-134.28	352.39	-41.56	-134.28	1611.29	147.48
V _{x3}	15	1422.76	30.74	33.115	-331.62	361.82	1364.69	125.44
V _{y1}	15	873.38	-125.17	171.37	27.93	-150.90	686.68	80.05
V _{y2}	15	1266.48	83.76	210.95	504.89	-587.19	1033.30	192.05
V _{y3}	15	1950.50	-166.22	0.798	902.21	-1065.5	1917.08	250.9

Tableau V.17: Récapitulation des efforts dans les voiles pour le RDC et étage 1

Les étages 2,3 et 4^{ème} :

	e(cm)	N _{max} → M cor.		N _{min} → M cor.		M _{max} → N cor		V
V _{x1}	15	1350.11	-34.2	287.11	-19.83	-510.56	941.92	96.55
V _{x2}	15	1039.27	-29.99	233.07	-143.55	-156.17	670.65	89.68
V _{x3}	15	1256.53	-6.1	298.52	-205.20	207.78	827.59	111.56
V _{y1}	15	799.94	-161.60	208.90	-39.54	-173.03	570.58	109.17
V _{y2}	15	1040.37	-107.14	207.46	321.09	-426.36	814.65	217.48
V _{y3}	15	1525.85	-80.67	328.03	499.86	-579.12	1171.05	228.06

Tableau V.18: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 2,3 et 4.

Les étages 5,6 et 7^{ème} :

	e(cm)	N _{max} → M cor.		N _{min} → M cor.		M _{max} → N cor		V
V _{x1}	15	1159.53	63.65	43.76	-209.65	1095	210.28	79.5
V _{x2}	15	720.4	-13.63	136.92	-47.08	-52.82	440.25	43.00
V _{x3}	15	816.45	1.29	124.44	-45.41	46.14	333.92	50.15
V _{y1}	15	612.68	-149.86	137.35	7.4	-154.63	464.58	102.20
V _{y2}	15	633.78	-119.08	103.10	64.08	-181.07	519.56	116.69
V _{y3}	15	865.87	-27.37	106.52	85.41	-112.30	744.15	85.92

Tableau V.19: Récapitulation des efforts dans les voiles pour l'étage 5,6 et 7.

$$\tau = \frac{V}{e \times d}; \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile ; } d : \text{ hauteur utile.}$$

RPA(art 7.7.2)

▪ **Ferrailage des voiles selon xx',yy'**

Niveau	<u>RDC et étage 1</u>					
	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}
L(m)	1	1.2	1.5	0.8	2	2.8
e(m)	0,15	0,15	0.15	0,15	0,15	0,15
M (KN.m)	108.6	134.28	30.74	125.17	83.76	166.22
N (KN)	1525.68	1611.29	1422.76	873.38	1266.48	1950.50
V (KN)	215.61	147.48	125.44	80.05	192.05	250.9
τ Mpa	1.597	0.910	0.619	0.741	0.711	0.663
A _{v cal} /face (cm ²)	46.28	48.67	37.1	43.07	34.8	53.21
A _{v min} /face (cm ²)	2.25	2.7	3.37	1.8	4.5	6.3
A _{v adop} /face (cm ²)	49.09	49.09	39.27	44.18	37.7	58.91
N ^{barre} /face	10HA25	10HA25	8HA25	5HA25	12HA20	12HA25
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A _{h cal} /face (cm ²)	12.27	12.27	9.81	11.04	9.42	14.72
A _{h min} /face (cm ²)	2.25	2.7	3.37	1.8	4.5	6.3
A _{h adop} /face (cm ²)	15.39	15.39	11.31	11.31	11.31	15.39
N ^{barre} /face	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12	10HA12	10HA14
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20: Ferrailage des voiles selon xx',yy du RDC, étage 1.

▪ **Ferrailage des voiles selon xx',yy'**

Niveau	<u>étage 2,3,4</u>					
	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}
L(m)	1	1.2	1.5	0.8	2	2.8
e(m)	0,15	0,15	0.15	0,15	0,15	0,15
M (KN.m)	-34.2	-29.99	-6.1	-161.6	-107.14	-80.67
N (KN)	1350.11	1039.27	1256.53	799.94	1040.37	1525.85
V (KN)	96.55	89.68	111.56	109.17	217.48	228.06
τ Mpa	0.37	0.553	0.550	1.01	0.805	0.603

$A_{V_{cal}}/face$ (cm ²)	36.30	28.23	31.87	31.87	34.04	44.19
$A_{V_{min}}/face$ (cm ²)	2.25	2.7	3.37	1.8	4.5	6.3
$A_{V_{adop}}/face$ (cm ²)	39.28	28.27	34.56	34.56	34.56	49.09
$N^{barre}/face$	8HA25	9HA20	11HA20	11HA20	11HA20	10HA25
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_{h_{cal}}/face$ (cm ²)	9.82	7.06	8.64	8.64	8.64	12.27
$A_{h_{min}}/face$ (cm ²)	2.25	2.7	3.37	1.8	4.5	6.3
$A_{h_{adop}}/face$ (cm ²)	11.31	7.85	11.31	11.31	11.31	15.39
$N^{barre}/face$	10HA12	10HA10	10HA12	10HA12	10HA12	10HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.21: Ferrailage des voiles selon xx',yy du RDC, étage 1.

Niveau	<u>étage 5 ,6,7</u>					
	V_{x1}	V_{x2}	V_{x3}	V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}
L(m)	1	1.2	1.5	0.8	2	2.8
e(m)	0,15	0,15	0.15	0,15	0,15	0,15
M (KN.m)	63.65	-13.63	1.29	-149.86	-119.08	-27.37
N (KN)	1159.53	720.4	816.45	612.68	633.78	865.87
V (KN)	79.50	43.00	50.15	102.2	116.69	85.92
τ Mpa	0.588	0.34	1.32	0.31	0.6	0.31
$A_{V_{cal}}/face$ (cm ²)	33.76	18.86	20.47	16.71	20.35	22.37
$A_{V_{min}}/face$ (cm ²)	2.25	2.7	3	1.8	4.5	6.3
$A_{V_{adop}}/face$ (cm ²)	35.34	21.86	21.86	18.72	21.86	23.40
$N^{barre}/face$	5HA20+ 4HA25	5HA20+ 4HA14	5HA20+ 4HA14	4HA20+ 4HA14	5HA20+ 4HA14	5HA20+ 5HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_{h_{cal}}/face$ (cm ²)	8.83	5.46	5.46	4.68	5.46	5.85
$A_{h_{min}}/face$ (cm ²)	2.25	2.025	2.025	2.025	2.025	2.02
$A_{h_{adop}}/face$ (cm ²)	11.31	5.65	5.65	5.65	5.65	6.78
$N^{barre}/face$	10HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	6HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

- **Vérification à l'effort tranchant**

RPA (art 7.7.2)

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

On remarque $\bar{\tau} > \tau$ pour tous les voiles, donc la condition est vérifiée.

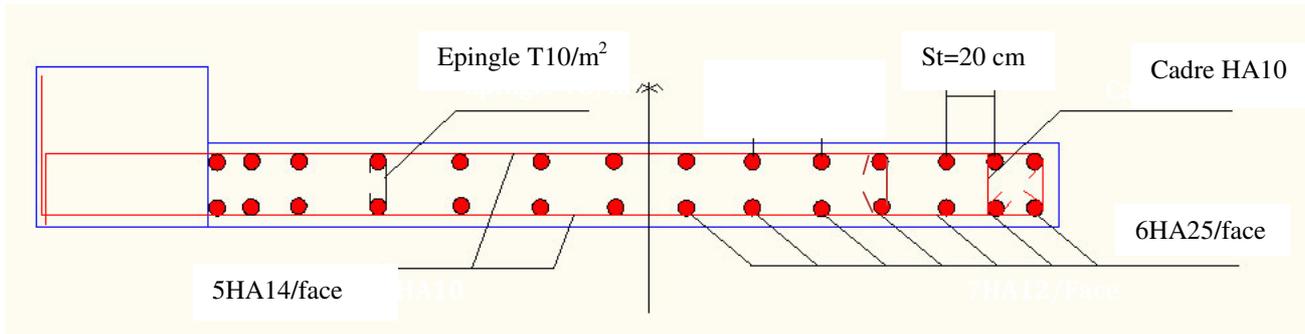


Figure V.8: Schéma de ferrailage du voile V_{y3} .

V.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes sollicitations dans les éléments structuraux, à savoir les poteaux, voiles, poutres, afin de les ferrailer.

De l'étude des éléments structuraux, on peut conclure que le ferrailage du RPA est majoritaire.

Pour que l'interaction soit vérifiée on a augmenté les sections des poteaux. Nous passons enfin au dernier chapitre qui est l'étude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol ;
- les Charges transmises au sol ;
- la distance entre axes des poteaux ;
- la profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, la vérification se fait dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2.2 bar à une profondeur de 1 m.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.4. Étude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$

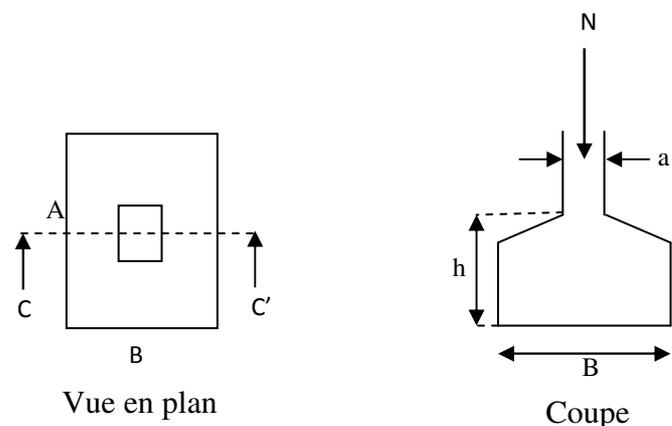


Figure VI.1: schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$N = 5044.019$ KN.

$\bar{\sigma}_{sol} = 220$ KN/m².

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{800}{800} \times \frac{5044.019}{220}} = 4.78m$$

D'après le résultat, on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre les axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

IV.4.1.2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

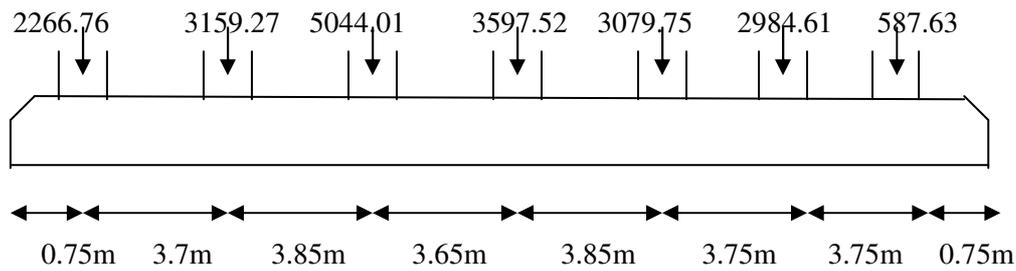


Figure. IV.2. Vue d'une semelle filante.

$$\text{doit vérifier : } \frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}.$$

$$\text{Avec : } N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

$$\sum N_i = 20719.63 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{20719.63}{24.05 \times 220} = 3.91 \text{ m} \quad \text{on opte pour } B=3.91 \text{ m}$$

Nous constatons qu'il y a chevauchement entre les semelles et cela est dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour un radier général

VI.4.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

A - Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$(L_{max} = 3.85) = 3.85 \text{ m}$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{385}{20} = 19.25 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm}$$

▪ **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I: Moment d'inertie de la section de radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[4]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.60 \text{ m.}$$

Donc : $h_t \geq 0.70m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.70m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.19m$ Pour le radier.

▪ **La surface du radier :**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{74478.6}{220} = 338.53m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{\text{bât}} = 430.1\text{m}^2$.

$S_{\text{rad}} < S_{\text{bat}}$, alors on prend $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 430.1$

B - Les vérifications :

▪ Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93** (art.A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

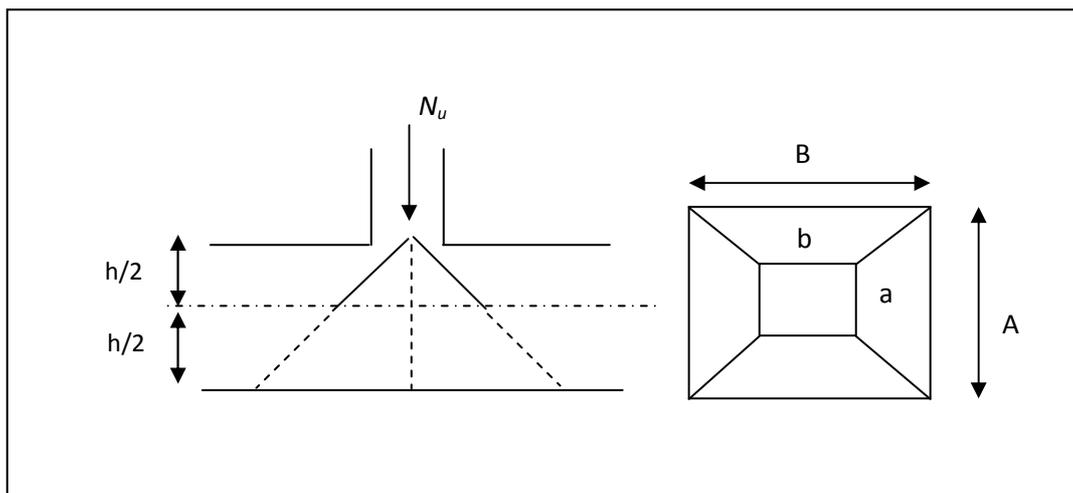


Figure IV.3. Présentation de zone d'impact de la charge.

Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (80×80) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.80 + 0.70 = 1.50 \\ B = b + h = 0.80 + 0.70 = 1.50 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 6$$

$$\Rightarrow N_d = 6.408\text{MN} < Q_u = 0.045 \times 6 \times 0.70 \times \frac{25}{1.5} = 3.15 \text{ Condition non vérifié}$$

Donc on doit augmenter la hauteur du radier. Soit $h = 1.5\text{m}$

$$\text{Pour } h_t = 1.5 \Rightarrow N_d = 6.408 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 6 \times 1.5 \times \frac{25}{1.5} = 6.75 \dots$$

Condition vérifiée

Donc la hauteur totale $H_t=1.5\text{m}$ et la hauteur de radier est de $h_r=30\text{ cm}$

▪ **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L(x, y)}\right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M : Moment sismique à la base

Sens x - x' :

A L'ELU :

$$N_u = 106132.02 \text{ KN.} \quad M = 66040.106 \text{ KN.m} ; L_x = 23.1\text{m} ; S = 430.1\text{m}^2.$$

$$e = 0.062$$

$$\sigma_{\max} = 250.73 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 242.78 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 248.74 \text{ Kpa} < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 74478.6 \text{ KN.} \quad M = 4634.934 \text{ KN.m} ; L_x = 23.1\text{m} ; S = 430.1\text{m}^2.$$

$$e = 0.0623$$

$$\sigma_{\max} = 175.96 \text{ Kpa.}$$

$$\sigma_{\min} = 170.36 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 174.56 \text{ Kpa} < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

Sens y - y' :

A L'ELU :

$$N_u = 106132.02 \text{ KN} \quad M = 660401.06 \text{ KN.m} ; L_y = 18.8 \text{ m} ; S = 430.1 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.062$$

$$\sigma_{\max} = 251.64 \text{ Kpa}.$$

$$\sigma_{\min} = 241.87 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{mu} = 249.19 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

A L'ELS :

$$N_s = 74478.6 \text{ KN} \quad M = 4634.39 \text{ KN.m} ; L_y = 18.8 \text{ m} ; S = 430.1 \text{ m}^2.$$

$$e = 0.063$$

$$\sigma_{\max} = 176.68 \text{ Kpa}.$$

$$\sigma_{\min} = 169.68 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{ms} = 174.93 \text{ Kpa} < \sigma_{sol} = 250 \text{ Kpa} \quad (\text{ok})$$

N.B :

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

▪ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens x-x : } e = \frac{66040.106}{106132.02} = 0.062 \text{ m} < \frac{23.1}{4} = 5.775 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Dans le sens y-y : } e = \frac{66040.106}{106132.02} = 0.062 \text{ m} < \frac{18.8}{4} = 4.7 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

▪ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 106132.02 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 8.05 \text{ m}$ la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s : 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} : 430.1 \text{ m}^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

On trouve : $N = 106132.02 \text{ KN} > 51934.57 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier :**VI.4.1.3.2. La dalle du radier :**

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{106132,02}{430,1} = 246,76 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{74478,6}{430,1} = 173,16 \text{ KN/m}^2.$$

$$l_x = 3,85 \text{ m}, \text{ et } l_y = 5,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 236,28 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 112,94 \text{ KN.m}$$

• En travée :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 200,83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 95,99 \text{ KN.m}$$

• En appui :

$$M_a^x = 0,5 \times M_0^x = 118,14 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_0^y = 56,47 \text{ KN.m}$$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

$$\text{On a des HA } f_c E 400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$h_r = e = 19\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.73$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.72\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.52\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que: $A_{\min}^y > \frac{A_{\min}^x}{4} \Rightarrow 1.52\text{cm}^2 > 0.43\text{cm}^2$ C'est vérifiée.

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.19\text{m}^2$.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{optée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	200.83	38.18	1.72	11HA25=54.00	14
	Appui	118.14	22.33	1.72	8HA25=39.27	12
Sens y-y	Travée	95.99	18.09	1.52	8HA20=25.13	14
	Appui	56.47	10.31	1.52	9HA16=18.1	20

Tableau VI.1. Résultats de ferrailage de radier.

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}.$$

$$\bullet V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 347.99\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{347.99}{1 \times 1.05} = 0,33\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.}$$

$$\bullet V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 316.67\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{316.67}{1 \times 1.05} = 0.30\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times ftj}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	154.4	12.85	152.46	15	201.63
	M_a	90.85	8.61	127.19	15	201.63
y-y	M_t	95.58	9.29	183.61	15	201.63
	M_a	56.22	6.37	154.76	15	201.63

Tableau VI.2. Vérification des contraintes.

- Schéma de ferrailage

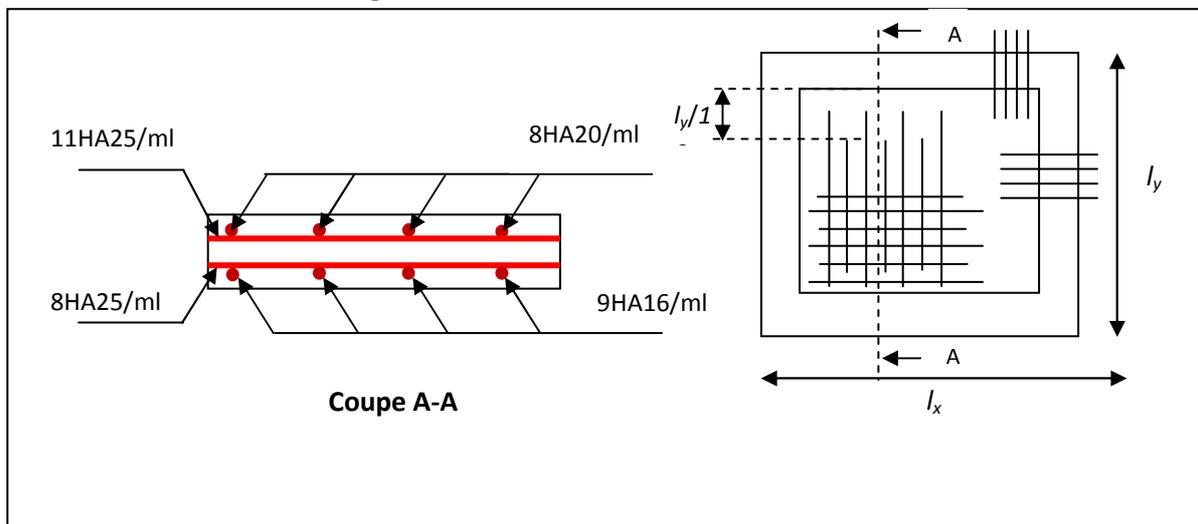


Figure IV.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.1.3.2. Ferrailage des nervures:

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

– **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

– **Charge trapézoïdale :**

$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge

trapézoïdale.

$$q_u = 246.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 173.16 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des sollicitations :**

- 1. Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- 2. Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- **Sens longitudinal (x-x) :**

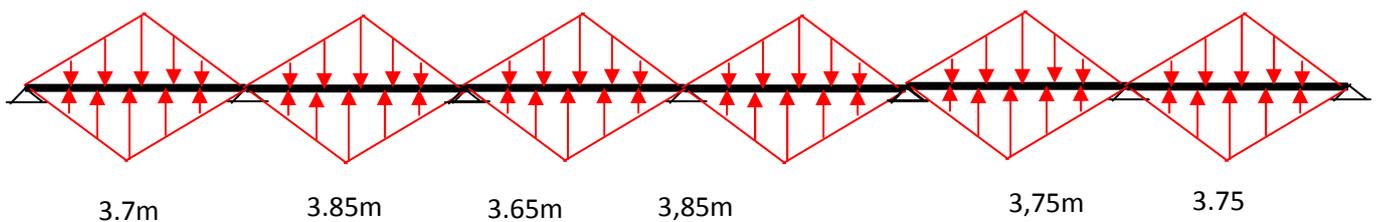


Figure IV.5. Schémas Sollicitations sur les nervures longitudinales.

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

-Charge trapézoïdale et triangulaire:

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_y}{2}$$

$$P_1' = \frac{q_x \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$L_x(m)$	$l'_x(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.7	3.7	304.33	-78.12	-490.15	1.51	270.65
B-C	3.85	3.08	316.67	-490.15	-353.42	2.03	166.94
C-D	3.65	2.92	300.22	-353.42	-327.98	1.84	159.34
D-E	3.85	3.08	316.67	-327.98	-353.42	1.9	246.10
E-F	3.75	3	308.45	-353.42	-340.18	1.88	195.42
F-G	3.75	3.75	308.45	-340.18	-52.05	2.12	355.53

Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

- Sens transversal (y-y):

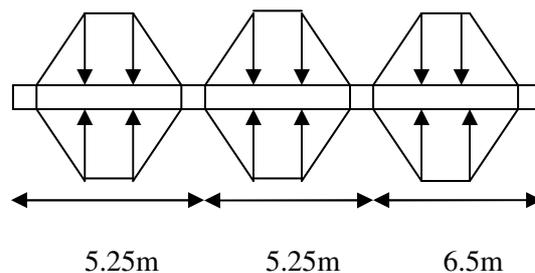


Figure. IV.6. Schémas Sollicitations sur les nervures transversales

- Charge triangulaire :

$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_1 + P_1'$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_2 = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P_1' = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

$$P = P_2 + P_1'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	5.25	5.25	532.68	-275.29	-863.65	2.41	1277.57
B-C	5.25	4.2	532.68	-863.65	-863.65	2.62	971.60
C-D	6.5	6.5	659.51	-863.65	-1813.72	2.7	2157.87

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h = 1.5$ m (on augmente la hauteur de la nervure pour avoir un ferraillage économique)

$$h_0 = 0.30$$
 m

$$b_0 = 0,65$$
 m

$$d = 1.05$$
 m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.25}{10}; \frac{3.85}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,525; 1,92)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,6$$
 m

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,85$$
 m

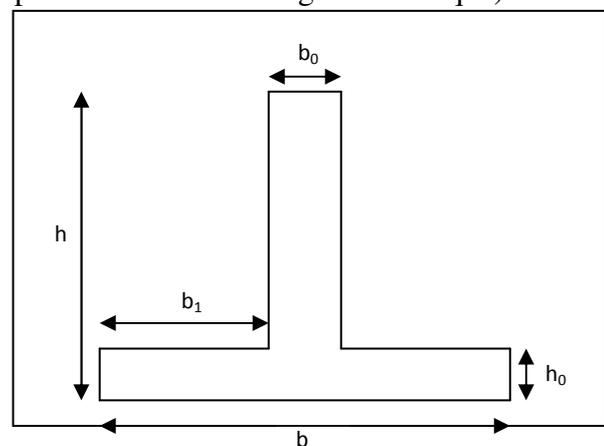


Figure .VI.7. Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	355.53	9.78	23.45	8T12+8T16=25.13
	Appui	490.15	13.53	23.45	8T12+8T16=25.13
y-y	Travée	2157.87	61.47	23.45	8T20+8T25=64.4
	Appui	1813.72	51.30	23.45	8T20+6T25=54.58

Tableau.VI.5. Résultats de ferrailage des nervures.

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	279.24	0.84	15	58.82	201.63
	Appui	240.64	0.76	15	57.16	201.63
y-y	Travée	471.65	1.43	15	100.40	201.63
	Appui	674.17	2.15	15	160.15	201.63

Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.

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

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0,864MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,445MPa < 2,5MPa.$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t\right) = \min(42.85 ; 65 ; 20) = 20mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 16mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{t_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(37,5; 12; 20) = 12\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}.$$

- **Schéma de ferrailage :**

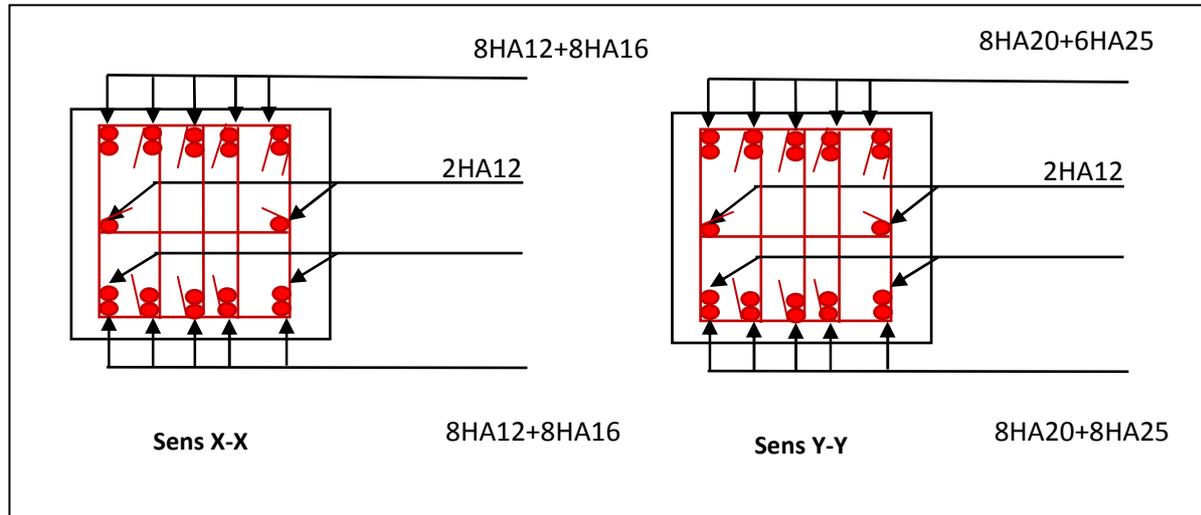


Figure .VI.8. Schéma de ferrailage des longrines.

VI .5. Étude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, il est destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a. Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003(article 10.1.2)

$$e \geq 15\text{cm} ; \text{ On prend } e = 20\text{cm}$$

b. Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

$$\text{L'angle de frottement interne : } \varphi = 23^\circ$$

$$\text{La cohésion : } C = 0.27 \text{ bar}$$

$$\text{Poids volumique des terres humides : } \gamma_h = 19.5 \text{ KN} / \text{m}^3$$

c. Évaluation des charges et surcharges

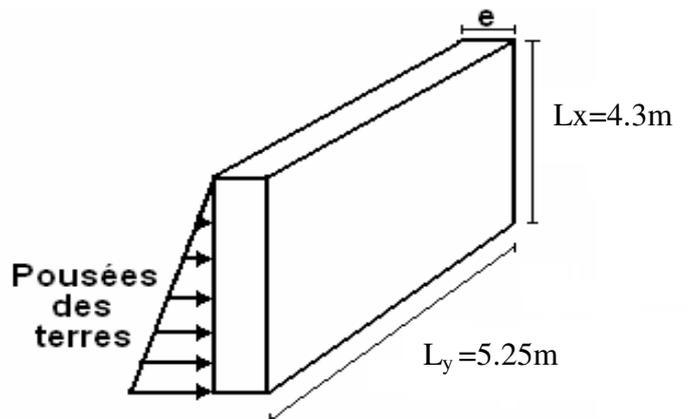


Figure VI.9: Voile périphérique.

- **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = \gamma_h \times h \times \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 19.5 \times 4.3 \times \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right) \right) - 2 \times 27 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right)$$

$$G = 13.13 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharges accidentelle : q= 10 KN/m²**

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

e. Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 6.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 24.32 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ;$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 19.89 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **À l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} ; P_u = 24.32 \text{ KN} \quad \text{annexe 1.}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 24.73 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 15.17 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 21.02 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 12.89 \text{ KNm}$$

-En appui

$$\text{Sens x-x'} : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 12.36 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 7.58 \text{ KNm}$$

- **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} ; \quad P_s = 17.53 \text{ KN/ml} \quad \text{annexe 1}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 21.74 \text{ KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 15.75 \text{ KNm}$$

- En travée

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 18.47 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 13.38 \text{ KNm}$$

- En appui

$$\text{Sens } x-x' : M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 10.87 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_a = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 7.8 \text{ KNm}$$

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adoptée} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	0.045	0.058	0.1783	3.43	5T12=5,65
	Sens-y	0.028	0.035	0.1787	2.08	5T15=5,65
En appui	Sens-x	0.0269	0.034	0.1790	2.00	4T12=4.52
	Sens-y	0.016	0.020	0.1792	1.2	4T12=4.52

Tableau VI.7: tableau de ferrailage

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.89 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times \frac{3-0.81}{2} \times 100 \times 20 = A_{\min}^x = 1.74 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \Rightarrow 0.0008 \times 100 \times 20 = A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{cal} < A_{\min} \Rightarrow$ on ferraille avec A_{\min} Sens -y En appui

- **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton ;**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \quad \sigma_c = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \min\left(\frac{1}{2} f_e, 11\sqrt{n} f_{t28}\right) = 164.97$$

(Fissuration très nuisible)

Les résultats du calcul et vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	18.84	5.65	0.0438	0.00015	5,09	15	199.27	201.63
	Sens y-y	13.39	5.65	0.0438	0.00015	3.69	15	144.39	201.63
En appui	Sens x-x	10.87	4.52	0.0438	0.00015	2.99	15	145.24	201.63
	Sens y-y	7.87	4.52	0.0438	0.00015	2.17	15	105.24	201.63

Tableau VI.8: résultats de calcul et vérification à l'ELS.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 34.85\text{KN}.$$

$$V = V_x + V_p$$

$$\tau_u = \frac{137.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.76\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 29.35\text{KN}.$$

$$V=V_y+V_p$$

$$\tau_u = \frac{132.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.73 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

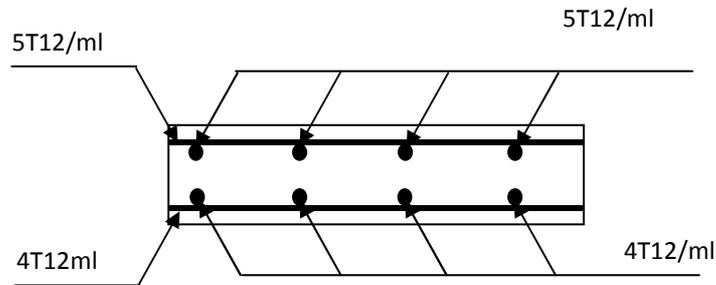


Figure VI.10: Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.6.Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, les semelles filantes sont le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience de mettre en application les connaissances requises durant notre cycle de formation.

Il a une grande importance qui nous met en application directe non seulement des connaissances théoriques mais aussi sa concordance avec le côté pratique de façon qu'en tenant compte des critères indispensables tel que la résistance, la durabilité et l'économie.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, **plusieurs dispositions** de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction) et les contraintes architecturales de la structure.

Durant la recherche du meilleur comportement dynamique de la structure un certain nombre de conclusions ont été tirées, à savoir :

- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux (assurer leurs continuités et le maintien de la structure).

Pour que d'autres exigences du RPA99 soient vérifiées telle que :

- Sollicitations normales et tangentés.
- Déplacements relatifs et les effets P- Δ , on a opté à des sections importantes pour les poteaux, elle sont de 80*80 cm² à 35*35 cm² et de ferrailage important et cela du à l'effort tranchant important ramené de charge due à la structure et des poussées des terres.

Pour les fondations on a opté à un radier général afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol et pour éviter dans ce dernier des tassements différentiels éventuels.

Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, et de faciliter l'exécution des travaux au chantier tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement.

Notre projet s'est fixé comme objectif la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constitue la principale règle dans le domaine du génie civil.

Annexe

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

OUI

NON

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	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	19.64	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	80.09	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	150.80
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

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de portq	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
TD 2		31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.
(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron MV (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil). (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance et le rendement.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente selective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	30000	11000	1500
465 540	260	460	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	31000	12000	2000
530	260	500	240	160 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	32000	12000	2500
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	♣	♣	♣	♣	♣	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	♣	♣	♣	♣	♣	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	♣	♣	♣	♣	♣	38000	18000	5000
					♣	♣	♣	♣	♣	38000	19500	7000



Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

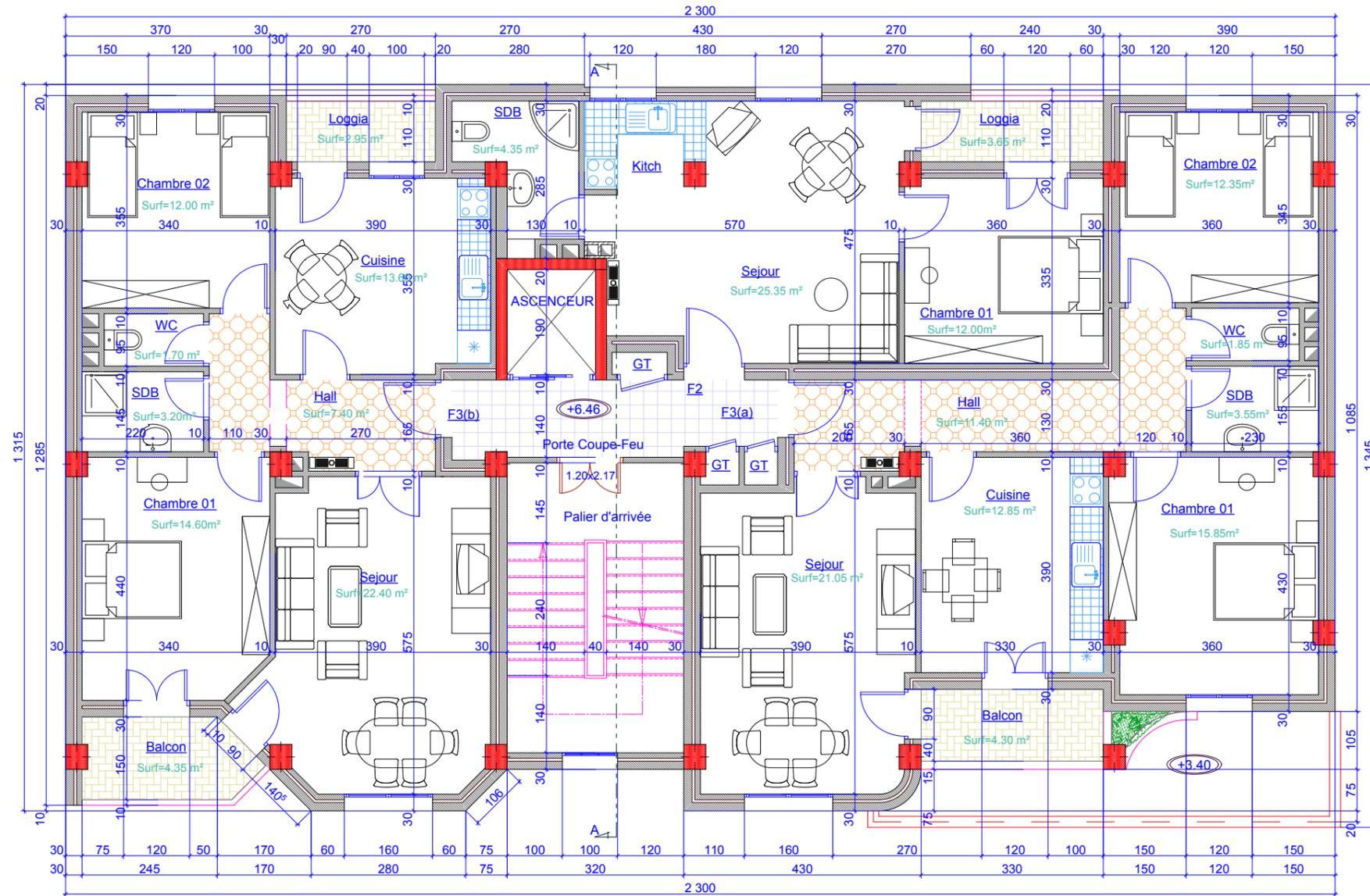
Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

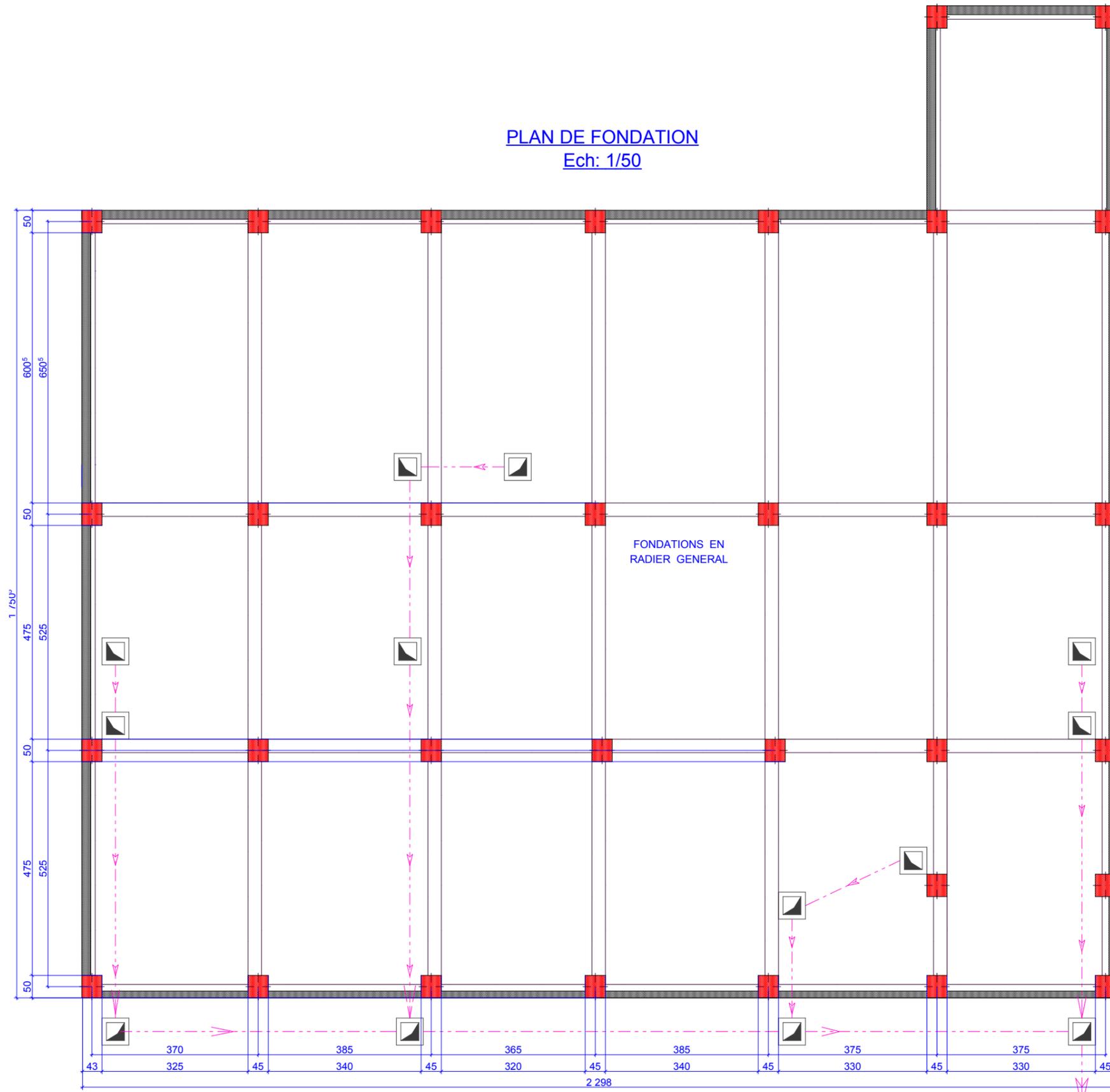
Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

PLAN D'ETAGE COURANT (DU 2^{eme} au 6^{eme})

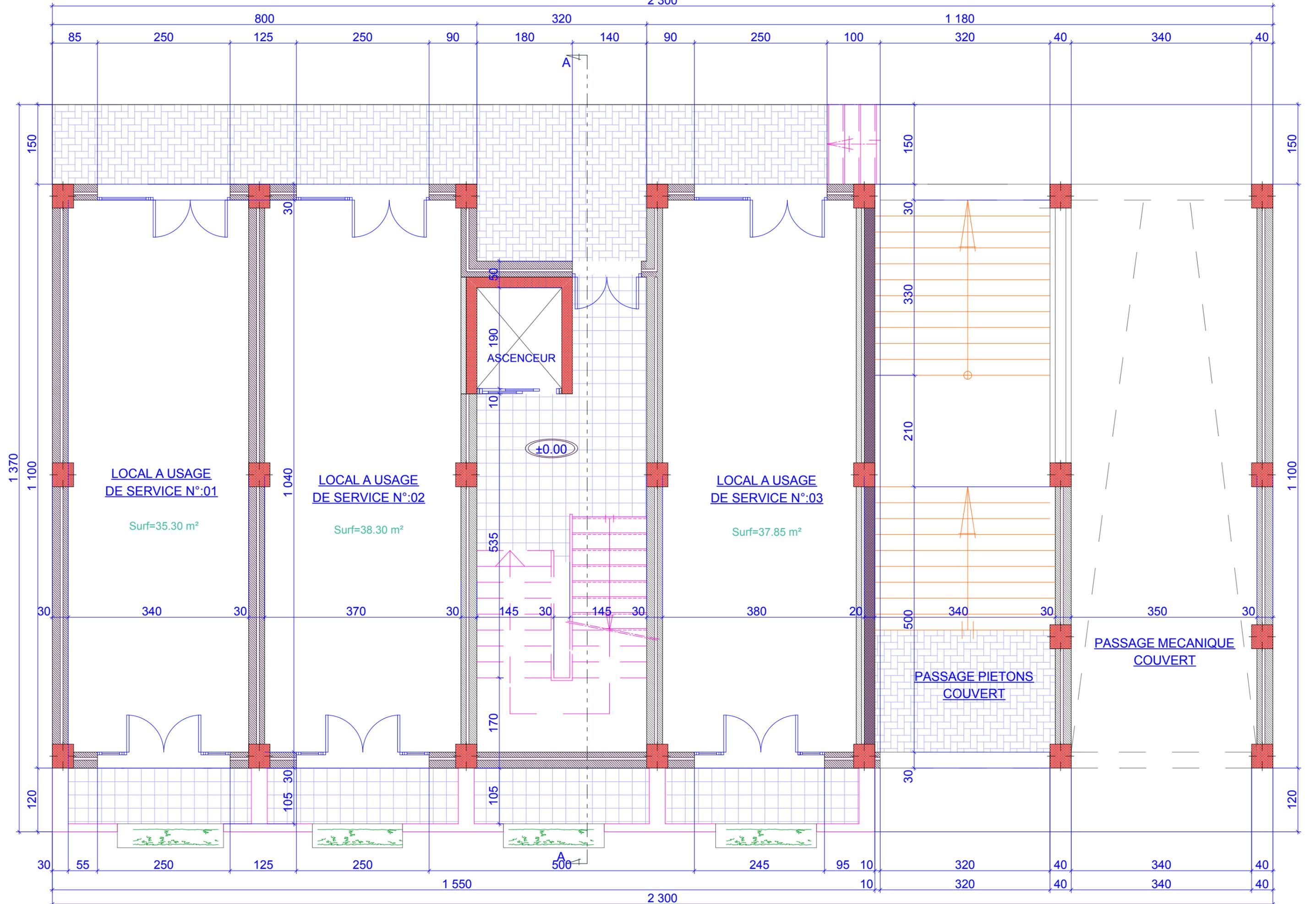


PLAN DE FONDATION
Ech: 1/50

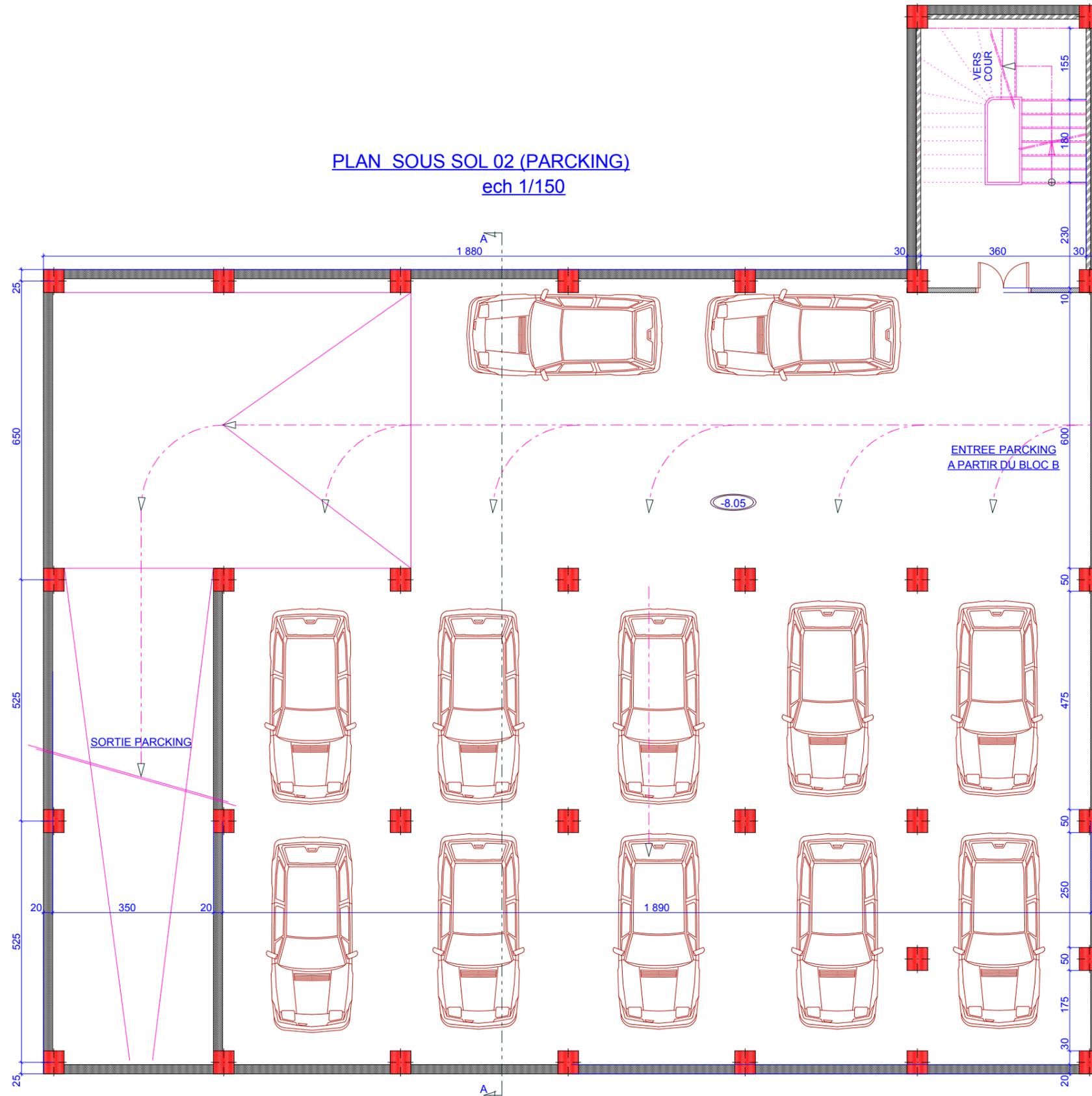


PLAN DE R.D.C

2 300

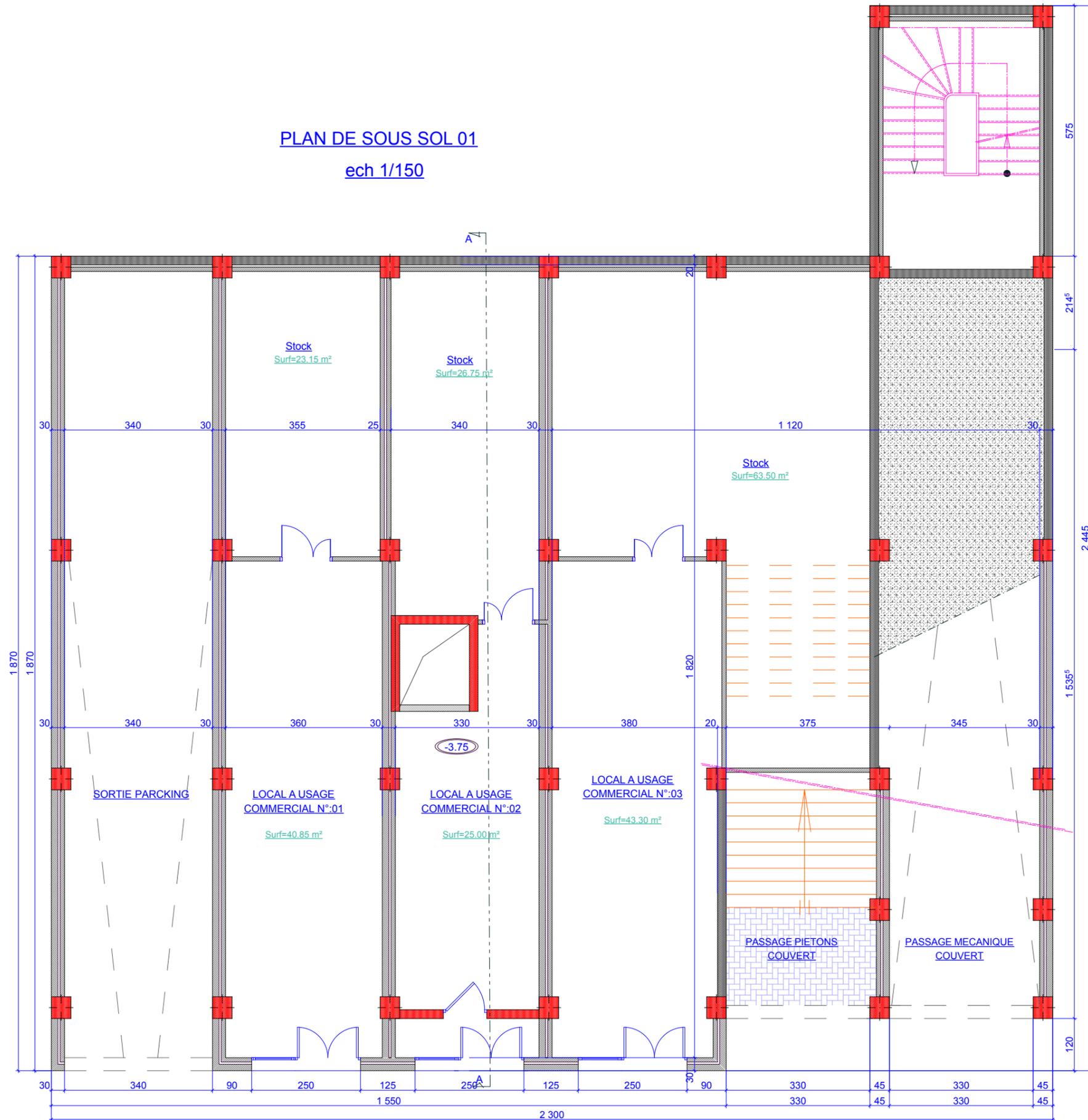


PLAN SOUS SOL 02 (PARCKING)
ech 1/150

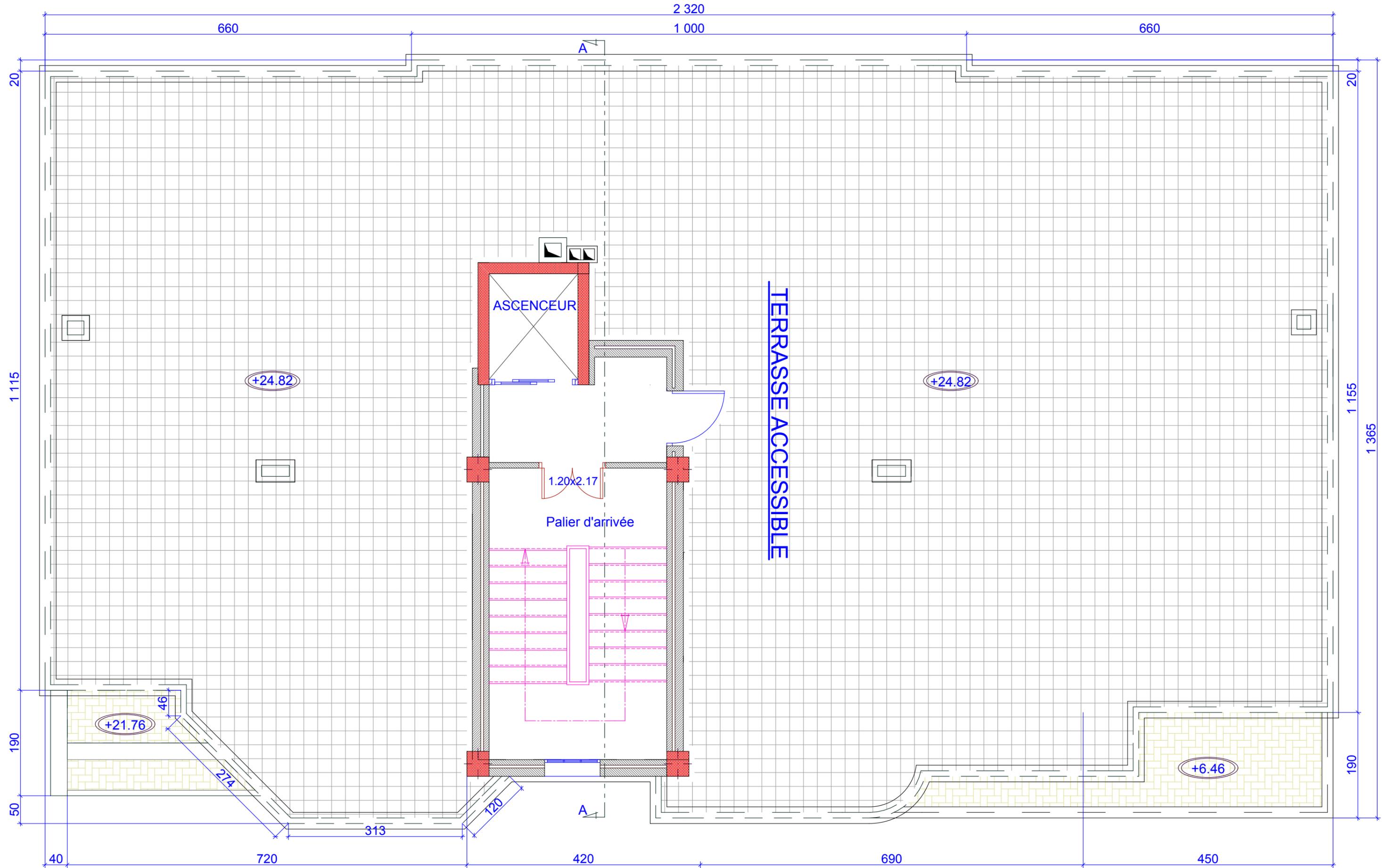


PLAN DE SOUS SOL 01

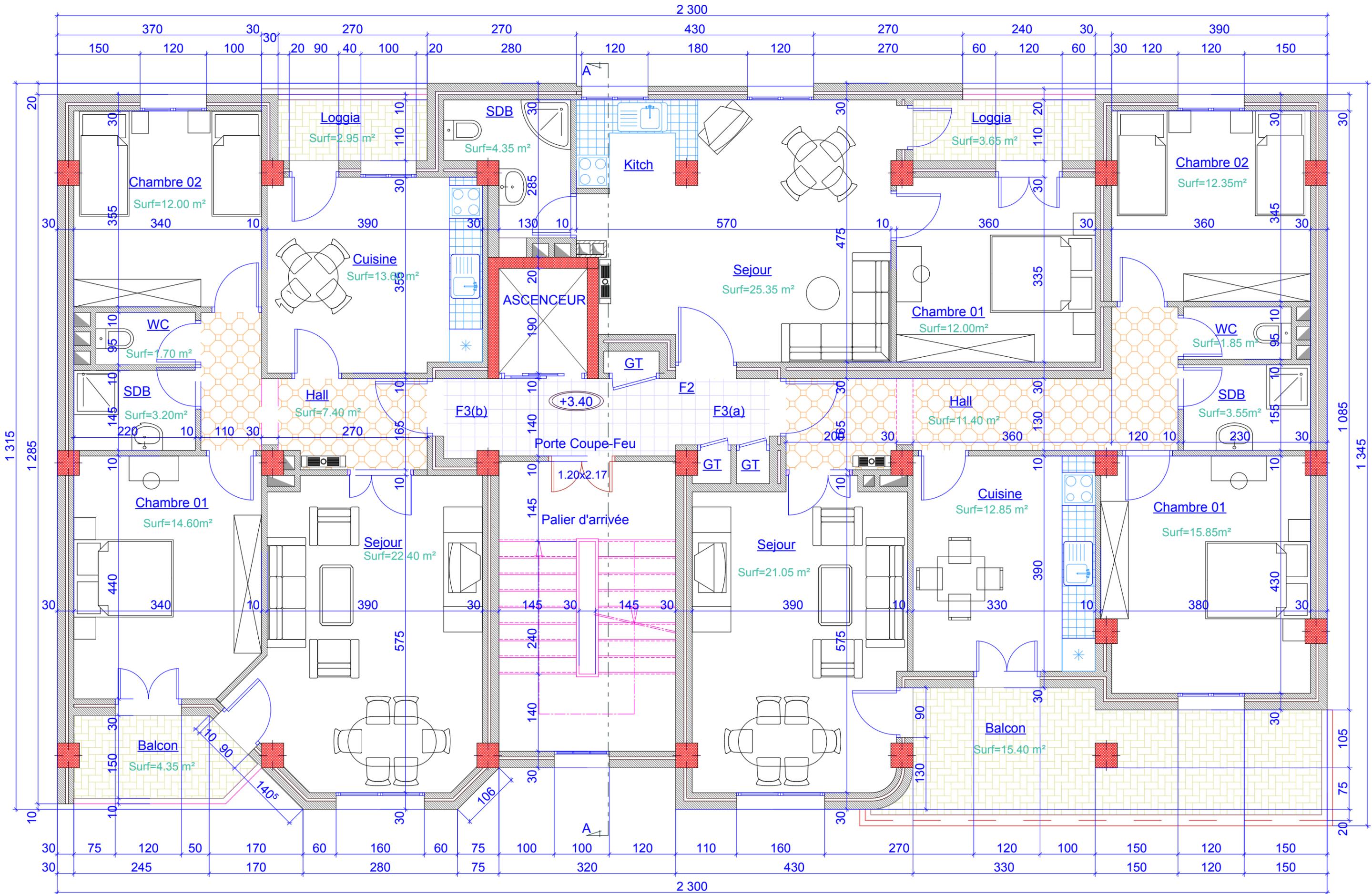
ech 1/150



PLAN DE TERRASSE

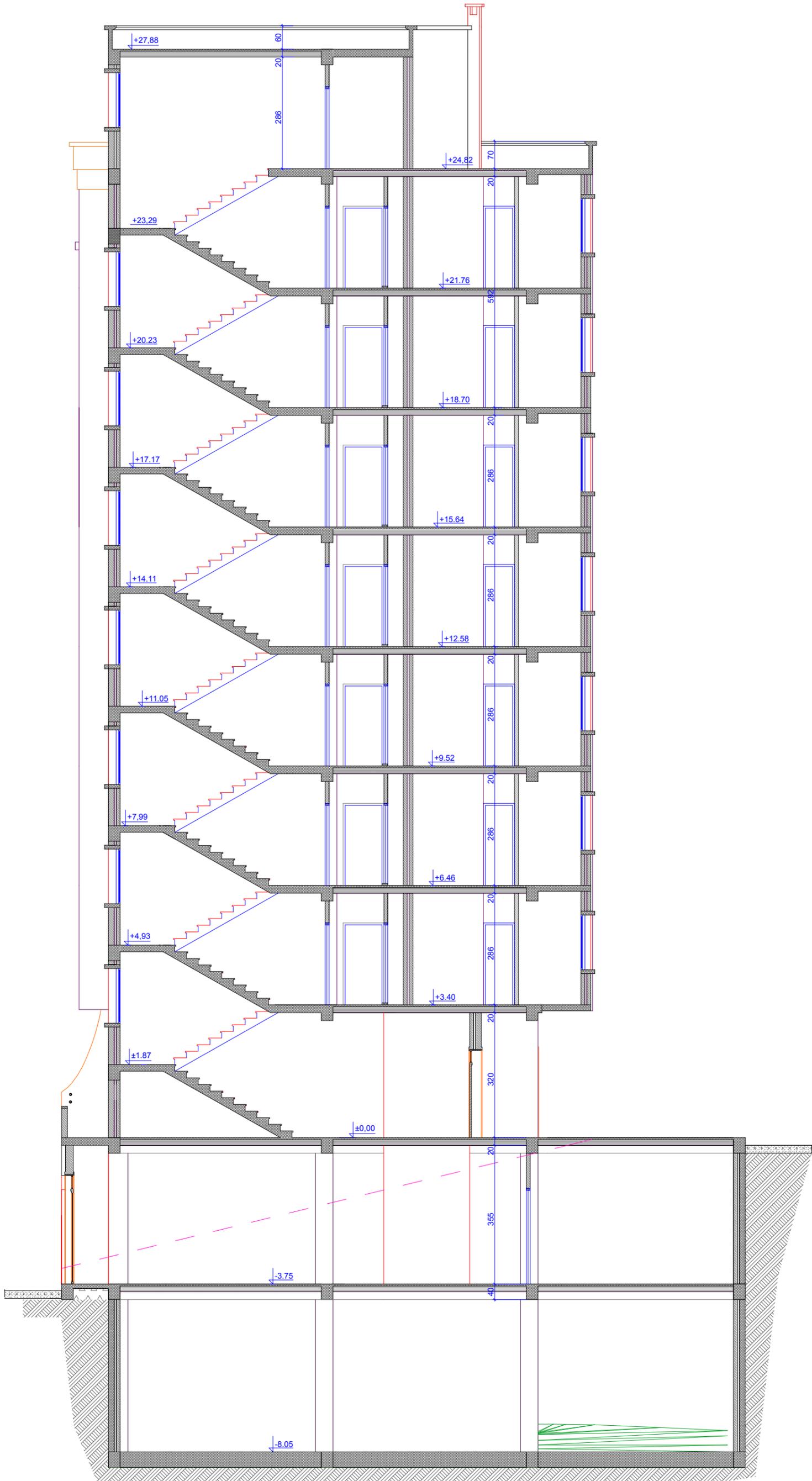


PLAN D'ETAGE 01



COUPE A-A

Ech: 1/50



L.E.C BEJAIA

Société Civile Professionnelle d'Ingénierie

LABORATOIRE & ENGINEERING DE LA CONSTRUCTION

Date : 29.05.2014
Envoi n° : 088/LEC/2014

RESVLTATS PRELIMINAIRES

A Monsieur : **Le gérant de la Eurl SOPI.ZS Akbou**

Opération : **Etude de Sol**

Projet : **REALISATION D'UNE P.IMMO « RESIDENCE FARMINIA » A AKBOU VILLE**

Monsieur,

Faisant suite à votre commande, nous avons l'honneur de vous communiquer les renseignements préliminaires nécessaires à l'entame des calculs du projet cité en objet.

L'étude consiste à avoir une appréciation sur les qualités du terrain d'assise, vis à vis de sa portance, ses qualités intrinsèques afin d'y installer une construction à usage d'habitation.

Le site est sur un terrain vierge de toute construction, de pente abrupte situé entre la cité des 130 logements OPGI et un ravin (talweg) traversant la ville d'Akbou (Ouest – Est).

Des sondages pénétrométriques ont été réalisés dans l'assiette d'assise et ont révélé sommairement un terrain verticalement et horizontalement homogène vis à vis de sa compacité (résistances à la pénétration).

Les sols sont dominés par des remblais, argiles limoneuses altérées et TVO en surface, à des alluvions et colluvions (galets, pierres et limons sablonneux graveleux) compacts en profondeur.

Ceci dit, et compte tenu de la pente abrupte du terrain d'assise, on préconise :

- L'emploi de fondations superficielles.
- La couche superficielle de 1^m.20 d' doit être excavée dans tout le terrain, par rapport à la côte trouvée dans la journée du 27/05/2014.
- La profondeur du fond de la fouille serait à au moins, -2^m.50 de la côte de la plate forme dégagée.
 - ✓ La contrainte admissible des sols de fondation correspondant est de 1.8 bars, pour les blocs C et D.
 - ✓ La contrainte admissible des sols de fondation correspondant est de 2.0 bars, pour les blocs A et B.
- Les caractéristiques mécaniques des sols sont : $C= 0.27 \text{ bar}$, $\varphi= 23^\circ$.

Par ailleurs, il y a lieu de :

- Prendre en compte le risque de venues d'eaux (inondations) au niveau de l'assise des blocs A et B.
- Réalisation d'un système de cuvelage autour des constructions, qui permettra une étanchéité des parois et un drainage efficace des eaux superficielles et souterraines. Car en période de fortes pluies (neiges en hauteurs), le sous sol peut être le siège d'un écoulement considérable d'eaux souterraines et superficielles pouvant métamorphoser les caractéristiques intrinsèques des sols en profondeur et provoquer des affouillements dans les fondations des blocs A et B.

L'étude complète du sol, vous sera transmise incessamment.

Nos salutations.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

A- DJEDJIG