

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de master en Génie Civil

Option : Matériaux et structures.

Thème

Etude d'un bâtiment ($R+7$ +deux sous sol)
à usage d'habitation, contreventé
par un système mixte (Voiles- Portiques).

Présenté par:

M^{elle} : Haoua Haddad

M^{elle} : Ouassila Yahiaoui

Encadré par :

M^{me} : Seghir

Membre du jury

M^r khoufach

M^r Benyesaad

Dédicace

*Au signe de respect et reconnaissance
Avent tout, je veux remercier ALLAH le tout
Puissant qui m'a donnée la force et la patience,*

*Pour mener à terme ce travail
Je dédie ce modeste travail
A mes très chers père et mère.*

*A ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi,
A Ceux qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient pour réussir,
A mes frères: Zahir et sa famille, Moustafa, Louahab, Rezak.
A mes sœurs : Dalila, Samira, Ouanissa et leur familles Ainsi Siham
A mes belles sœurs fatma. Katia.salma .
A tous mes amis (es), en particulier : Naziha, Rosa, Hiba, Ryma, Siham, Sid,
Mazigh, Rabia, Kheridine, Fawzi, Yanis, Elhadi.*

*A ma promotrice bien sûr : " M^{me}.Sreghr " qui a fait
L'accomplissement de ce travail.
A Mon binôme Ouassila et sa famille.
A tous mes nouveaux et nièces :Elyan ,Ishaque, Titi,Sabine Nounous,Hiba.
A tout la promotion de génie civil
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation
de ce mémoire.*

Que dieu vous garde.

Haoua.

Dédicace

*Au signe de respect et reconnaissance
Avent tout, je veux remercier ALLAH le tout
Puissant qui m'a donnée la force et la patience,
Pour mener à terme ce travail*

*Je dédie ce modeste travail
A mes très chers père et mère.*

*A ceux qui se sont toujours dévoués et sacrifiés pour moi,
A Ceux qui m'ont aidé du mieux qu'ils pouvaient pour réussir,
A mes frères: Abd el Halim, Abd Raouf.*

*A mes sœurs : Fouzia, Souria, Dania et leur familles
A tous mes amis (es), en particulier : Siham, Naziha, Rosa, Ryma, Hiba, Marina,
Mazigh, Sid, Rbia, Kheridine, Fawzi et Yanis.*

A tous mes nouveaux Abd el Monim, Choayb et Jasser.

*A ma promotrice bien sûr : " M^{me}.Seghir " qui a fait
L'accomplissement de ce travail.*

A Mon binôme Haoua et sa famille.

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

Que dieu vous garde.

Ouassila.

Symboles et notation

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

Symboles et notation

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

Symboles et notation

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

LISTE DES FIGURES

Figure. II.1	Plancher à corps creux.....	14
Figure. II.2	Coupe transversale d'une poutrelle	15
Figure. II.3	Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.....	15
Figure. II.4	Dalle sur 2 appuis	16
Figure. II.5	Dalle sur 3 appuis	16
Figure. II.6	Dalle sur 4 appuis.....	17
Figure. II.7	Schéma d'un escalier	18
Figure. II.8	Schéma statique l'escalier.....	18
Figure. II.9	Vue en plan de l'escalier de l'étage courant.....	18
Figure. II.10	Schéma de 1 ^{er} et 3 ^{ème} volées	19
Figure. II.11	Schéma de 2 ^{ème} et 4 ^{ème} volées.....	19
Figure. II.12	Coupe transversale de l'acrotère.....	22
Figure. II.13	Coupe verticale d'un voile	22
Figure. II.14	Surface qui revient au poteau (A) niveau d'étage courant	28
Figure. II.15	Schéma statique de la décente de charge.....	31
Figure. II.16	Surface qui revient au poteau (B) étage courant	24
Figure. II.17	Surface qui revient au poteau (B) niveau GC	34
Figure. II.18	Surface qui revient au poteau (B) niveau sous sol	34
Figure.III.1	Schéma d'une Poutrelle	41
Figure.III.2	Moments sur une poutre à plus de trois travées.....	42
Figure.III.3	Moments sur une poutre à deux travées	42
Figure.III.4	Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	43
Figure.III.5	Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	43
Figure.III.6	Les différents types de poutrelles.....	43
Figure.III.7	Schéma statique de la poutrelle T2 (plancher terrasse inaccessible)	45
Figure.III.8	Schéma statique de la poutrelle	48
Figure.III.9	Coupe transversale d'une poutrelle.....	53
Figure.III.10	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
Figure.III.11	Schéma statique de la poutrelle	64
Figure.III.12	Dalle sur 3 appuis (balcon).....	65
Figure.III.13	Section de la dalle pleine à ferrailier	65
Figure.III.14	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appui (balcon étage courant)	69
Figure.III.15	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appui	71
Figure.III.16	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appui	72
Figure.III.17	Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appui	72
Figure.III.18	Coupe transversale de l'acrotère.....	72
Figure.III.19	Schéma des sollicitations dans l'acrotère.....	73
Figure.III.20	Schéma statique de l'acrotère.....	75
Figure.III.21	Ferrailage de l'acrotère	78
Figure.III.22	Concept d'un ascenseur	79
Figure.III.23	Cage d'ascenseur	80
Figure.III.24	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	82
Figure.III.25	Schéma représentant la surface d'impact.	83
Figure.III.26	Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	87
Figure.III.27	Schéma d'une volée 1-3 d'étage courant.....	87
Figure III.28	Schéma de ferrailage de l'escalier droit 1 et 3.....	90
Figure III.29	Schéma d'une volée 2 et 4 d'étage courant.....	91

LISTE DES FIGURES

Figure.III.30	Schéma de ferrailage de la volée 2 et 4.....	92
Figure.III.31	Schéma statique de la poutre brisée	93
Figure.III.32	Schéma de ferrailage de la Poutre brisée.....	96
Figure.III.33	Schéma de disposition des Poutres des chainages	97
Figure.III.34	Ferrailage de la Poutre de chainage.....	100
Figure. IV.1	Schéma de dispositions des voiles.....	105
Figure. IV.2	1 ^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y).....	106
Figure. IV.3	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x).....	106
Figure. IV.4	2 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	107
Figure. V.1	Zone nodale.....	114
Figure. V.2	Section réduite du béton.....	120
Figure. V.3	Section d'un poteau.....	121
Figure. V.4	Ferrailage des sections des poteaux	123
Figure. V.5	Les moments dans la zone nodale	131
Figure. V.6	Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.	133
Figure. V.7	Exemple de Schéma de ferrailage d'une poutre principale	134
Figure. V.8	Disposition des armatures verticales	135
Figure. V.9	Schéma d'un voile pleine	136
Figure. V.10	Schéma de ferrailage du voile $V_x=1,m$ (GC).....	142
Figure. VI.1	Vue d'une semelle isolée.....	145
Figure.VI.2	Semelle filante	146
Figure.VI.3	Dimension du radier.....	146
Figure.VI.4	Zone de contact poteau- radier.....	147
Figure.VI.5	Dalle sur quatre appuis.....	149
Figure.VI.6	Schéma de ferrailage de radier.....	151
Figure.VI.7	Schéma de rupture des dalles de radier	152
Figure.VI.8	Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y	153
Figure.VI.9	Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.....	154
Figure.VI.10	Section à ferrailer	155
Figure.VI.11	Schéma de ferrailage des nervures selon les sens	157
Figure.VI.12	Schéma du mur périphérique	158
Figure.VI.13	Diagramme des contraintes	158
Figure.VI.14	Schéma du voile périphérique avec détail de drainage.....	161
Figure.VI.15	Schéma de ferrailage de voile périphérique	162

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1	<i>f_e</i> en fonction du type d'acier	9
Tableau. II.1	Dimensionnement de volée 1et 3	19
Tableau. II.2	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible 1 et 2	24
Tableau. II.3	Evaluation des charges du plancher étage courant + RDC+ GC	24
Tableau. II.4	Evaluation des charges du plancher (local machine)	24
Tableau. II.5	Evaluation des charges du balcon	25
Tableau. II.6	Evaluation des charges du balcon de terrasse inaccessible.	25
Tableau. II.7	Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	25
Tableau. II.8	Evaluation des charges dans les murs intérieurs.	26
Tableau. II.9	Evaluation des charges du palier	26
Tableau. II.10	Evaluation des charges de la volée 1 et 3.	26
Tableau. II.11	Evaluation des charges de la volée 2 et 4.	27
Tableau. II.12	Poids propre des poteaux	27
Tableau. II.13	Evaluation des surcharge d'exploitation	27
Tableau. II.14	Descente charge pour le poteau (A)	32
Tableau. II.15	Descente charge pour le poteau (B)	35
Tableau. II.16	Vérification des poteaux à la compression simple pour le poteau (A)	37
Tableau. II.17	Vérification au flambement des poteaux	38
Tableau. II.18	Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau (A).	39
Tableau. III.1	Les différentes méthodes adoptées pour calcul des poutrelles	44
Tableau. III.2	Chargements sur les poutrelles	45
Tableau. III.3	Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher terrasse inaccessible(1).....	49
Tableau. III.4	Sollicitations de la poutrelle (T3) du plancher terrasse inaccessible (1).....	50
Tableau. III.5	Sollicitations de la poutrelle (T5) du plancher terrasse inaccessible (1).....	50
Tableau. III.6	Sollicitations de la poutrelle (T4) du plancher terrasse inaccessible(2)	50
Tableau. III.7	Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher d'étage courant	50
Tableau. III.8	Sollicitations de la poutrelle (T3) du plancher d'étage courant.....	51
Tableau. III.9	Sollicitations de la poutrelle (T5) du plancher d'étage courant	51
Tableau. III.10	Sollicitations de la poutrelle (T2) du plancher RDC.....	51
Tableau. III.11	Sollicitations de la poutrelle (T5) du plancher RDC.....	51
Tableau. III.12	Sollicitations de la poutrelle (T1) du plancher de la galerie commercial.....	52
Tableau. III.13	Sollicitation maximale, dans les poutrelles des différents planchers	52
Tableau. III.14	Evaluation de la flèche.....	59
Tableau. III.15	Ferraillage des différents types de poutrelles	59
Tableau. III.16	Vérification au cisaillement.....	60
Tableau. III.17	Vérification des états limites de compression du béton.....	61
Tableau. III.18	Vérification des états limites de déformation.....	62
Tableau. III.19	Les schémas de ferraillage des poutrelles	63
Tableau. III.20	Ferraillage de dalles sur 3 appui de la terrasse inaccessible	66
Tableau. III.21	Vérification des états limites de compression du béton.....	67
Tableau. III.22	Vérification des états limites d'ouverture des fissures.....	67
Tableau. III.23	Calcul de section d'acier à l'ELS	68
Tableau. III.24	Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon x-x.....	68
Tableau. III.25	Calcul de flèche de la terrasse inaccessible selon y-y	68
Tableau. III.26	Les différents types des dalles	69
Tableau. III.27	Calcul des sollicitations selon le sens x-x.....	70
Tableau. III.28	Calcul des ferraillages selon le sens x-x.....	70
Tableau. III.29	Vérification nécessaire selon le sens x-x.....	70
Tableau. III.30	Calcul des sollicitations selon le sens y-y.....	70

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. III.31	Calcul des ferraillements selon le sens y-y	71
Tableau. III.32	Vérifications nécessaires selon le sens y-y.....	71
Tableau. III.33	Calcul des sections d'acier à l'ELS.....	71
Tableau. III.34	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	73
Tableau. III.35	Calcul des ferraillements selon les deux sens.....	80
Tableau. III.36	Vérifications des états limites de compression du béton.....	82
Tableau. III.37	Calcul des ferraillements selon les deux sens.....	84
Tableau. III.38	Vérifications des états limites de compression du béton.....	86
Tableau. III.39	Résultats des ferraillements des volées 1-3 de l'étages courants.....	89
Tableau. III.40	Résultats des ferraillements des volées 2 et 4 des l'étages courants.....	91
Tableau. III.41	Ferraillement de la poutre brisée	94
Tableau. III.42	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.....	96
Tableau. III.43	Ferraillements longitudinaux de la poutre de chainage.....	98
Tableau. III.44	Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chainage.....	99
Tableau. III.45	Résultats de flèche de la poutre de chainage.....	99
Tableau. IV.1	Valeurs des pénalités P_q	103
Tableau. IV.2	Période de vibration et taux de participation massique.	107
Tableau. IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales	108
Tableau. IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	109
Tableau. IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	109
Tableau. IV.6	Vérification des déplacements.	110
Tableau. IV.7	Vérification à L'effet $P-\Delta$	111
Tableau. IV.8	Vérification de l'effort normal réduit	112
Tableau. V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	114
Tableau. V.2	Les sollicitations dans les poteaux	115
Tableau. V.3	Armatures longitudinale dans les poteaux	118
Tableau. V.4	Armatures transversales adoptées pour les poteaux	119
Tableau. V.5	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	120
Tableau. V.6	Vérification des contraintes dans le béton des poteaux	121
Tableau. V.7	Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	122
Tableau. V.8	Ferraillement des sections des poteaux	124
Tableau. V.9	Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003	126
Tableau. V.10	Sollicitations les plus défavorables dans les poutres	126
Tableau. V.11	Armatures longitudinales dans les poutres.	127
Tableau. V.12	Vérification de l'effort tranchant.	129
Tableau. V.13	Vérification au cisaillement.	129
Tableau. V.14	Vérification de l'état limite de compression du béton.	130
Tableau. V.15	Moments résistants dans les poteaux	132
Tableau. V.16	Moments résistants dans les poutres	132
Tableau. V.17	Vérifications des zones nodales	133
Tableau. V.18	Sollicitations maximales dans le voile $V_x = 1m$	137
Tableau. V.19	Sollicitations maximales dans le voile $V_x = 1,8m$	137
Tableau. V.20	Sollicitations maximales dans le voile $V_x = 3,1m$	137
Tableau. V.21	Sollicitations maximales dans le voile $V_y = 2,9m$	138
Tableau. V.22	Sollicitations maximales dans le voile $V_y = 3,3m$	138
Tableau. V.23	Ferraillement du voile $V_x = 1m$	139
Tableau. V.24	Ferraillement du voile $V_x = 1,8m$	139
Tableau. V.25	Ferraillement du voile $V_x = 3,1m$	140
Tableau. V.26	Ferraillement du voile $V_x = 2,9m$	141
Tableau. V.27	Ferraillement du voile $V_y = 3,3m$	142

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. VI.1	Ferraillage du radier	151
Tableau. VI.2	Vérifications des contraintes du béton et l'acier	151
Tableau. VI.3	Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	151
Tableau. VI.4	Sollicitations de la nervure dans le sens y-y	153
Tableau. VI.5	Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	154
Tableau. VI.6	Sollicitations à l'ELS	154
Tableau. VI.7	Résumé des résultats du ferraillage des nervures	155
Tableau. VI.8	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	156
Tableau. VI.9	Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	156
Tableau. VI.10	Ferraillage du voile périphérique	159
Tableau. VI.11	Vérification des contraintes dans le voile périphérique.	161

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre I : Généralités	
I.1 Introduction	02
I.2 Description architecturale	02
I.3 Caractéristique de structure	02
I.4 Caractéristique du sol d'assise	05
I.5 Etats limites de calculs	05
I.6 Caractéristique des matériaux	06
I.7 Action et sollicitations de calcul	11
I.8 Réglements et normes utilisés	13
I.9 Conclusion	13
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.	14
II.2. Les planchers	14
II.3. Les escaliers	18
II.4. Les poutres	22
II.5. Étude d'acrotère	24
II.6. Les voiles	25
II.7. Les poteaux	26
II.8. Evaluation des charges permanente	27
II.9. Evaluation des surcharges d'exploitations	31
II.10. Descente de charge	31
II.11. Vérifications pour le poteau	40
II.7 Conclusion	43
Chapitre III Etude des éléments secondaires	
III.1 Introduction	41
III.2 Etude des planchers	41
III.3 Etude de l'acrotère	72
III.4 Etude de l'ascenseur	78
III.5 Etude des escaliers	87
III.6 Etude de la poutre brisée	93
III.7 Etude des poutres de chainages	97
III.8 Conclusion	100
Chapitre IV Etude dynamique	
IV.1 Introduction.	101
IV.2 Méthode de calcul.	101
IV.3 Méthode choisit	101
IV.4 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant a la base)	101
IV.5 Méthode dynamique modale spectrale	104
IV.6 Conclusion	112

SOMMAIRE

Chapitre V Etude des éléments principaux

V.1 Introduction.	113
V.2 Etude des poteaux	113
V.3 Etude des poutres	125
V.4 Etude des voiles	134
V.5 Conclusion	143

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction.	144
VI.2 Etude des fondations	144
VI.3 Les voiles périphériques	157
VI.4 Conclusion	162

Conclusion générale	163
----------------------------	------------

Bibliographie.

Annexes.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment **CBA93**, **BAEL91**, **RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant sa prévision est incertaine et l'apparition des séismes est aléatoire. Pour ce la on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+7, deux SS) qui regroupe un parking au niveau des deux sous sol, et logements d'habitations aux autres niveaux. Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques), il est situé en zone III et il dépasse les 30 mètres de hauteur.

Notre étude consiste à répondre aux principales problématiques suivantes:

- Quelle est la meilleure disposition des voiles pour avoir un bon comportement ?
- Quelle sont les différentes contraintes aux quelles l'ingénieur est confronté ?
- Quelle est le type de fondation qui convient à notre structure ?

Pour répondre à ces questions, on a jugé utile de scinder notre travail en six chapitres, dont les deux premiers porteront sur la présentation du projet, en plus du pré dimensionnement des éléments de la structure. Le chapitre trois est consacré au calcul des éléments secondaires. Dans le chapitre quatre nous allons nous intéresser à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement, une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel **SAP2000**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure fera l'objet du sixième chapitre, et on termine par une conclusion générale.

I.1 Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires(escalier, acrotère ...), ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA version 2003**) et aux règles de béton armé (**BAEL91 et CBA93**) et moyennant le logiciel de calcul (**SAP2000**).

L'objet de ce premier chapitre, est de faire une petite présentation de cet ouvrage.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de notre projet de fin d'études et l'étude d'une construction (R+7+ deux sous-sol+duplexes), à un seul usage qui est d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA99/version2003 (article 3.2). dont lieu d'implantation est au terrain dit SELLAT EL BAHAIER (rue des orangés) sur la commune de KOLEA, wilaya de TIPAZA, Il est en phase d'étude, dans le cadre de l'opération location et vente.

- Sous-sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- Sept étages à usage d'habitation.

I.3 Données de site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivent :

- Une contrainte de sol de 1,5 bar obtenu à partir d'une profondeur d'ancrage de 5,4 m.
- Le sol est classé en catégorie S3 site meuble.

I.4 Description architectural

- | | |
|--|---------------------------------------|
| ▪ La hauteur totale | $h_t = 30,6 \text{ m.}$ |
| ▪ La hauteur totale du bâtiment par rapport au niveau 0.00 | $h_t = 24,48 \text{ m.}$ |
| ▪ Largeur en plan | $L_x = 23,13 \text{ m}$ |
| ▪ Longueur en plan | $L_y = 20,9 \text{ m.}$ |
| ▪ La hauteur des sous-sols et d'étage courant | $h_{\text{étages}} = 3,06 \text{ m.}$ |
| ▪ La surface total du bâtiment | $S = 483,417 \text{ m}^2$ |

I.5 Description structurale :**I.5.1 Plancher :**

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents étages, ses différents rôles sont:

- Rôle de résistance
- Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants :

- Planchers à cops creux (entrevous).
- Planchers à dalle pleine.

I.5.2 Les escaliers :

L'escalier est une sécession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.5.3 Les maçonneries :

C'est un ouvrage vertical réalisé par assemblage à joints de mortiers comportant essentiellement les éléments suivants (**selon D.T.R. E 2.4**):

Il existe deux types de maçonneries :

- Mur de séparation intérieure.
- Mur extérieur.

I.5.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.5.5 Les balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine.

I.5.6 Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.5.7 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résisté aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

I.5.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

I.6 Choix du type de contreventement :

Etant donné la hauteur de l'ouvrage est 24,48 m, ya plusieurs systèmes de contreventements telle que :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- On privilégiera le premier système, car notre site d'implantation se situ dans la zone **III**, et pour la raison d'économie le contreventement de notre structure sera mixte (voiles - portiques).

I.7 Bases réglementaires :**I.7.1 Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont :

- Béton aux états limites BAEL 91/Version99.
- DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- DTR BC 2.41 : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- DTR B.C.2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.7.1.1 Les Etats Limites :**I.7.1.2 Définition :**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

I.7.1.3 Etat limite de service & Etat limite ultime :

La théorie des états limites considère 2 états limites :

I.7.1.4 Etat limite de service (ELS) :

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- **Etat limite d'ouverture de fissures** : risque d'ouverture de fissures.
- **Etat limite de compression du béton** : on limite volontairement la contrainte de compression à une valeur raisonnable.
- **Etat limite de déformation**: flèche maximale. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). En revanche, la sécurité (c'est-à-dire sa résistance) n'est pas remise en cause.

I.7.1.4.1 Etat limite ultime (ELU) :

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

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

I.8 Actions et Sollicitations :**I.8.1 Action :**

- Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (permanentes, climatique, d'exploitations) et aux déformations imposées (variations de température, tassement des appuis).

On notera :

- G : Charge permanente (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- Q : Charge variable (charges d'exploitations+ charges climatiques).
- E : Charges sismiques.

I.8.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

I.9 Sollicitation de calcul :

- **A l'état limite ultime ELU**

La combinaison utilisée dans notre étude : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

- **A l'état limite de service ELS**

$$N_s = G + Q$$

- **Sollicitations sismiques**

Les combinaisons sismiques données par **RPA 99** Version 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

I.9.1.1 Conclusion :

Ce chapitre, donne la définition des caractéristiques géométriques et géotechniques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

II.1 Introduction

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Action verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- Action horizontales: dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Planchers, poutrelles, cloisons, acrotère, escaliers, ascenseur, balcons).

II.2.1 Plancher à corps creux

Selon les règles du **CBA93** la hauteur h_t d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

h_t : Hauteur total du plancher.

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

- **Disposition des poutrelles**

Pour la disposition des poutrelles y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

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

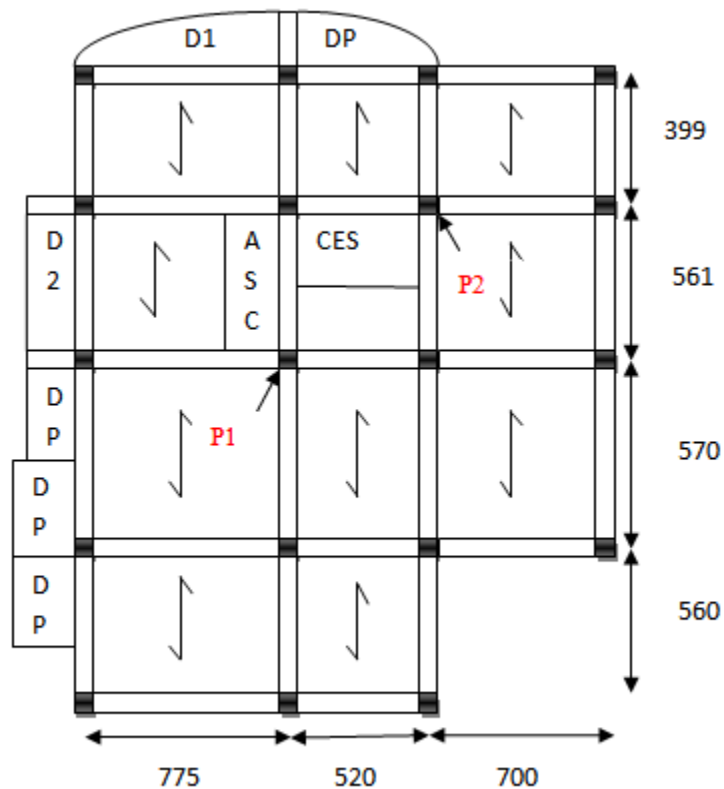


Figure II.1 Sens de disposition des poutrelles (étage courant).

On a : $L_{max} = 5,70 - 0,30 = 5,40 \text{ m}$.

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{540}{22,5} = 24 \text{ cm}.$$

Ce qui ne donne un plancher de 24 cm de hauteur constituée de hourdis de 20 cm et une dalle de compression de 4 cm.

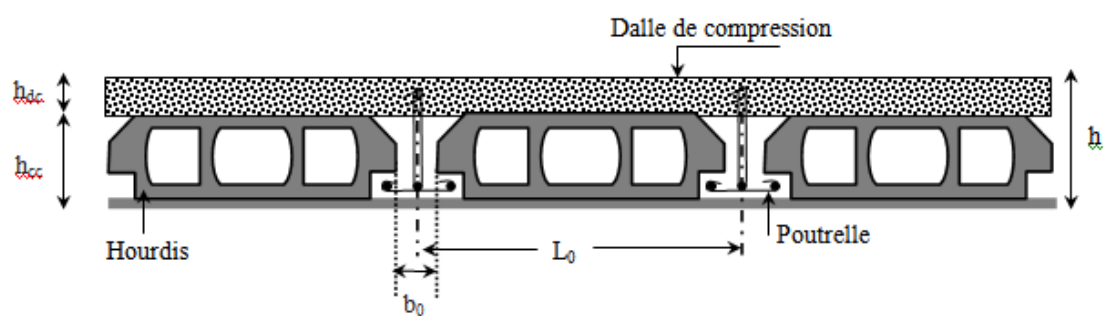


Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux

❖ Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis) le rôle des poutrelles dans les planchers est d'assurer la transmission des charges verticale directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

La section transversale des poutrelles est assimilée à une section en (T) calculées à la flexion simple, elle est caractérisée par les dimensions suivantes :

- Hauteur totale du plancher : $h_t = 24 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 10 \text{ cm}$
- Distance entre nus de deux poutrelles $l_x = b - b_0 = 55 \text{ cm}$
- Longueur de travée minimale de la poutrelle $l_y = 399 - 30 = 369 \text{ cm}$

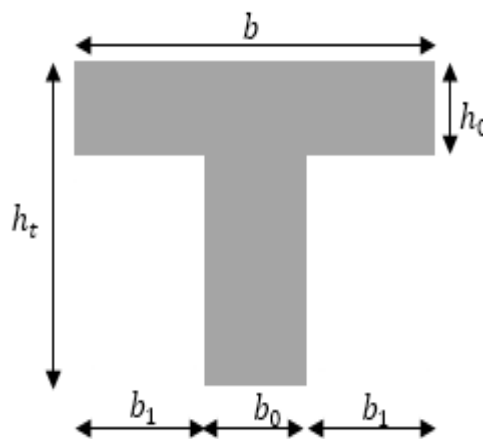


Figure II.3. Coupe transversale de la poutrelle

La largeur efficace de la table de compression est évaluée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10}\right) \quad (\text{CBA 93 Article 4.1.3})$$

$$\Rightarrow b \leq [(2 \times 27.5) + 10] = 65 \text{ cm.}$$

On optera alors pour une largeur $b = 65 \text{ cm}$.

II.2.2 Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par l_x la plus petite des portées et e par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \rho \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\rho \leq 0,4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

a. Resistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 14$ cm pour trois heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique :

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

c. Resistance à la flexion :

$e \geq \frac{L_x}{20}$, pour les dalles reposant sur un ou deux appuis parallèles.


$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$, pour les dalles avec $\rho \leq 0.4$.

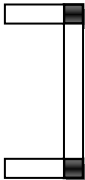
$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$, pour les dalles avec $\rho > 0.4$.

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

Notre projet comporte trois types de dalle pleine

Tableau II 1. Différents types des dalles pleines

Panneaux	Schéma de la dalle	L_x (cm)	L_y (cm)	ρ	$e^{calculé}$ (cm)	$e^{choisie}$ pour 2H de coupe-feu (cm)
D1		120	430	0,27	4	12

D2		165	510	0,32	4	15
D3		520	715	0,72	11	15

II.2.3 Pré dimensionnement des escaliers.

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur du contre marche)
- (5) : H (Hauteur de la volée)
- (6) : α (L'inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

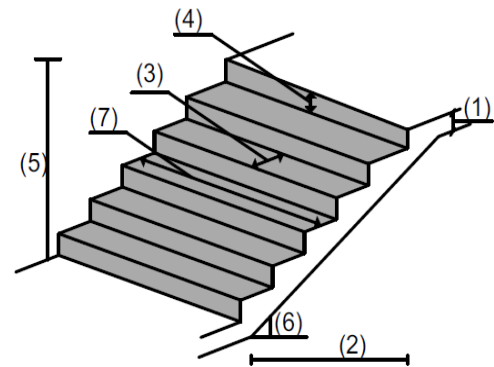


Figure II.4. Schéma de l'escalier.

Notre projet comporte deux types d'escalier :

- Escalier balancé pour les duplexes en bois.
- Escalier droit à deux volées.

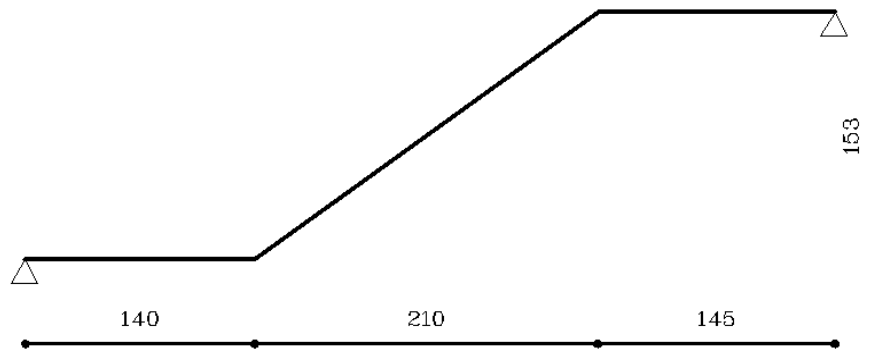


Figure II.5. Escalier à deux volées

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

Avec :

- H : la hauteur du palier ;
- L_0 : longueur projetée de la volée ;
- L_v : longueur de la volée ;
- L_p : longueur du palier de repos.
- α : Angle de raccordement

On a :

$$\begin{cases} H = 1,53 \text{ m} \\ L_0 = 2,10 \text{ m} \end{cases}$$

❖ La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

Un escalier doit être efficace et aussi facile que possible à monter et à descendre, les proportions des escaliers respectent la relation de **BLONDEL** donnée par la double inégalité :

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times h + g \leq 64 \text{ cm}$$

En se fixant la hauteur des contres marches $h = 17 \text{ cm}$, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches.}$$

Le nombre de marche est $(n - 1) = 8$ marches.

Ce qui va nous donner un giron de :

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{210}{8} = 26,25 \text{ cm}$$

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de **BLONDEL** :

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times h + g = 64 \leq 64 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ Angle de raccordement (α) :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{210} = 0,7285 \Rightarrow \alpha = 36,07^\circ$$

❖ Epaisseur de la paillasse(e) :

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ e \geq 11 \text{ pour 2 heure de coupe feu} \end{cases}$$

La longueur de volées 1 et 2 est :

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{2,10}{\cos(36,07)} \Rightarrow L = 2,59 \text{ m}$$

$$L' = L_v + L_p = 2,59 + 145 = 4,04 \text{ m.}$$

Donc : $13,46 \text{ cm} \leq e \leq 20,2 \text{ cm}$ soit : $e = 15 \text{ cm.}$

❖ Palier inter étage :

Un palier est une dalle dans laquelle est incluse une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse. C'est pourquoi nous allons adopter la même épaisseur.

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

Tableau II 2. Dimensionnement de la volée de l'escalier à 2 volées

	$H [m]$	$h [cm]$	n	$g [cm]$	$L_0 [m]$	$L_v [m]$	$L' [m]$	$\alpha [^\circ]$	$e [cm]$
Etages	1.53	17	9	30	2,10	2,95	4,04	36,07	15

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Les poutres :

Le pré dimensionnements des poutres se fait en respectant les conditions suivantes :

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

Avec : L_{\max} La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

- ❖ **Les poutres principales** : elles sont perpendiculaire aux poutrelles, leurs hauteur est donnée

Selon les conditions : **du RPA99/2003(Article 7.5.1)** :

On a $L_{max} = (7,75 - 0,30) = 7,45$ m

Donc, $\frac{745}{15} \leq h_p \leq \frac{745}{10} \Rightarrow 49,66 \text{ cm} \leq h_p \leq 74,5 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié.

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 55 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases} (b_p, h_p)$: dimensions de la poutre principale.

- Vérifications des conditions du :

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

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 55/30 = 1,83 < 4 \end{cases}$$

- ❖ **Les poutres secondaires** : elles sont parallèles aux poutrelles.

On a $L_{max} = (5,7 - 0,30) = 5,4$ m.

Donc, $\frac{540}{15} \leq h_s \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h_s \leq 54 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié.

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases} (b_s, h_s)$: dimensions de la poutre secondaire.

- Vérifications des conditions :

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

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

Les conditions du RPA sont vérifiées, alors, les dimensions sont maintenues.

II.3.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments de la structure qui supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99.

Tableau II 3. Sections préalables des poteaux

Etages	Sous-sol 1et 2	RDC	1+2 ^{èmes} étages	3+4 ^{èmes} étages	5 +6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étage
Sections (b×h)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35

II.3.3 Les voiles

Les voiles sont des éléments résistant de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage et les conditions de rigidité des extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du **RPA99** suivantes :

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

➤ $h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$ pour le sous-sol et étages courants.

$$e \geq \max (14,1 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte des voiles de contreventement d'épaisseur :

$e = 20 \text{ cm}$ dans le sous-sol et étages courants.

II.3.4 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.

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

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Surface des acrotères sont :

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 m^2$$

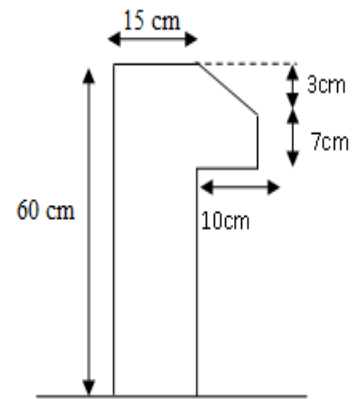


Figure II. 6. Schéma de l'acrotère inaccessible

- Volume des acrotères par mètre linéaire :

$$V_{inacc} = S_{inacc} \times 1 = 0,0985 m^3$$

- Poids propre des acrotères

$$G_{inacc} = \gamma \times S_{inacc} = 25 \times 0,0985 = 2,4625 \text{ KN/ml}$$

- Le poids propre d'enduit intérieur de ciment de 2 cm d'épaisseur

$$G_{cint} = 20 \times 0,02 \times 0,60 = 0,24 \text{ KN/ml}$$

- Le poids propre d'enduit extérieur de ciment de 1,5cm d'épaisseur

$$G_{cext} = 20 \times 0,015 \times 0,60 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

- Le poids propre total des acrotères

$$G_{tinacc} = G_{inacc} + G_{cint} + G_{cext} = 2,8825 \text{ KN/ml}$$

II.4 Evaluation des charges et surcharges

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II 4. Évaluation des charges du plancher terrasses inaccessibles

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,04	20	0,8
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,015	18	0,27
5	Plancher à corps creux	0,24	/	3,3
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
	Charge permanente totale	G=6,89 KN/m ²		
	Charge d'exploitation	Q=1 KN/m ²		

❖ Plancher étages courants à usage d'habitation:

Tableau II 5. Évaluation des charges et surcharge de plancher étage courant

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux	0,24	/	3,3
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	/	/	1
	Charge permanente totale	G= 5,66 KN/m ²		
	Charge d'exploitation	Plancher à usager d'habitation / Q= 1,5KN/m ²		

- Dalle pleine :

Tableau II 6. Évaluation des charges et surcharge de la dalle pleine

Référent	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0.40
/	Cloison de séparation	/	/	1
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
	Charge permanente totale	G=6,11KN/m ²		
	Charge d'exploitation	Q= 3,5 KN/m ²		

❖ Les escaliers :

- Palier :

Tableau II 7. Évaluation des charges et surcharge du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale	G= 5,11 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=2,5 KN/m ²		

- La volée :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit $\gamma \times e / \cos(\alpha)$
- Poids d'une marche $\gamma \times h / 2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontale: $\gamma \times e$

Vertical: $\gamma \times e \times (h/g)$.

Les résultants de calculs sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II 8. Charge permanente de la volée.

N°			Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Volée
1	Dalle pleine		25	0,15/cos(α)	4,63
2	Revêtement en carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4
		Vertical	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4
		Vertical	20	0,02	0,4
4	Enduit de plâtre		10	0,02/cos(α)	0,24
5	Poids des marches		22	h/2	1,87
Charges permanant Gvi (KN/m ²)					8,34

Murs extérieurs et intérieurs

Tableau II 9.Évaluation des charges des murs intérieurs et extérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
<i>Murs extérieurs</i>	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'air	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	2.95
<i>Murs intérieurs</i>	1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	1.3

II.5 Décence de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2** (voir la figure II.12)

car :

Conditions de RPA99 (2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < b_h < 4 \end{array} \right.$$

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

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou 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. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous le toit ou 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: $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$
- Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

II.5.1 Descente des charges pour le poteau P1

- **Les surfaces afférentes et les charges revenant au poteau P1 :**
- **Pour la terrasse inaccessible**

La longueur des pp : $L_{pp} = 3,73 + 2,45 = 6,18 \text{ m}$

La longueur des ps : $L_{ps} = 2,7 + 2,65 = 5,35 \text{ m}$

Pour les charges permanentes (G) :

$$S1 = 9,88 \text{ m}^2$$

$$S2 = 6,49 \text{ m}^2$$

$$S3 = 9,1 \text{ m}^2$$

$$S4 = 6,61 \text{ m}^2$$

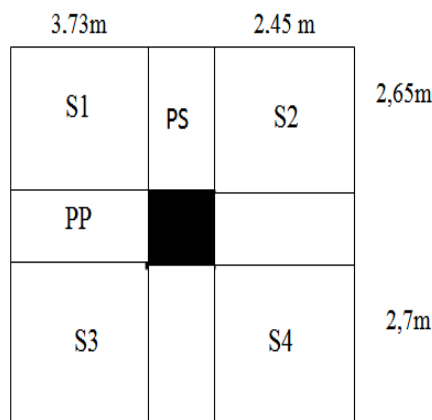


Figure II. 7. Surface afférente de la terrasse pour le poteau P1

Poids propre des poutres :

$$G_{poutre} = 41,54 \text{ KN}$$

- Pour L'étage

La longueur des pp : $L_{pp} = 6,18 \text{ m}$

La longueur des ps : $L_{ps} = 5,35 \text{ m}$

La longueur des pch : $L_{pch} = 2,65 \text{ m}$

Pour les charges permanentes (G) :

$$S1 = 5,83 \text{ m}^2$$

$$S2 = 3,13 \text{ m}^2$$

$$S3 = 4,28 \text{ m}^2$$

$$S4 = 10,07 \text{ m}^2$$

$$S5 = 6,61 \text{ m}^2$$

$$SP = 1,3 \text{ m}^2$$

$$SV = 0,9 \text{ m}^2$$

	2,2m	1,23		1,4m	1m	
S1			PS	S_p	S_v	0,9
	S	2		S3		1,75
PP				PP		
S4			PS	S5		2,7m

Figure II.8. Surface afférente des étages pour le poteau P1

- Poids propre des poutres :

$$G_{poutre} = 49,49 \text{ KN}$$

- Poids propre des poteaux :

$$G_{\text{Poteau}} = b \times h \times h_e \times \rho_{\text{béton}}$$

Tableau II 10. poids propre des poteaux

Poteaux	Section (cm ²)	Hauteur d'étage (m)	G _{pot} (KN)
Sous-sol 1+2	60×60	3.06	27,54
RDC	55×55	3.06	23,14
Etages 1+2	50×50	3.06	19,12
Etages 3+4	45×45	3.06	15,49
Etages 5+6	40×40	3.06	12.24
Etages 7	35×35	3.06	9,37

❖ Evaluation des charges pour le poteau P1

Tableau II 11. Evaluation des charges G et Q pour le poteau P1

Etages	Niveau	Eléments	Poids propres (KN)	Surcharges Q (KN)
Etag 7	0	Plancher terrasse inaccessible (16+4) cm	213,32	
		Poutres	41,54	
		Murs	1,3	
		Poteau (35×35) cm ²	9,37	
		SOMME	265,53	
Etag 6	1	Venant de l'étage 7	265,53	
		Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (40×40) cm ²	12,24	
		SOMME	513,46	
		Venant de l'étage 6	513,46	

Etage 5	2	Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	133,74
		Poutres ²	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (40×40) cm ²	12,24	
		SOMME	761,39	
Etage 4	3	Venant de l'étage 4	761,39	
		Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (45×45) cm ²	15,49	
		SOMME	1012,57	176,55
Etage 3	4	Venant de l'étage 4	1012,57	
		Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (45×45) cm ²	15,49	
		SOMME	1263,75	214,01
Etage 2	5	Venant de l'étage 3	1263,75	
		Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (50×50) cm ²	19,12	
		SOMME	1518,56	246,12
Etage 1	6	Venant de l'étage 2	1518,56	
		Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (50×50) cm ²	19,12	
		SOMME	1773,37	272,87

RDC	7	Venant de l'étage 1	1773,37	
		Plancher d'étage (20+4) cm	184,9	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (55×55) cm²	23,14	
		SOMME	2032,2	298,02
Sous sol 2	8	Venant de l'étage RDC	2032,2	
		Plancher d'étage (20+4) cm	196,96	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (60×60) cm²	27,54	
		SOMME	2307,49	341,39
Sous-sol 1	9	Venant du sous sol 2	2307,49	
		Plancher d'étage (20+4) cm	196,96	
		Poutres	49,49	
		Murs	1,3	
		Poteau (60×60) cm²	27,54	
		SOMME	2582,78	385,29
Nu=1.35G+1.5Q= 4064,68KN				

II.5.2 Descente des charges pour le poteau P2

❖ Les surfaces afférentes et les charges revenant au poteau P2 :

La longueur des pp :

$$L_{pp} = 2,45 \text{ m}$$

La longueur des ps :

$$L_{ps} = 2,655 \text{ m}$$

- Pour les charges permanentes (G) :

Surface corps creux:

$$S = 6,49 \text{ m}^2$$

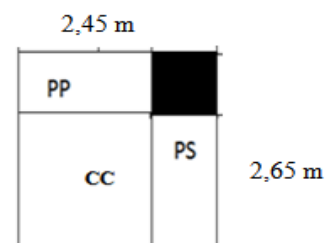


Figure II. 9. Surface afférente de la terrasse pour le poteau P2

- Poids propre des poutres :

$$G_{\text{poutres}} = 18,05 \text{ KN}$$

- Pour L'étage

$$G_{\text{poutres}} = 37,39 \text{ KN}$$

- Pour les charges permanentes (G) :

$$S1 = 4,45 \text{ m}^2$$

$$S2 = 6,16 \text{ m}^2 \quad P2$$

$$S3 = 8,87 \text{ m}^2$$

$$SV = 3,71 \text{ m}^2$$

$$SP = 2,78 \text{ m}^2$$

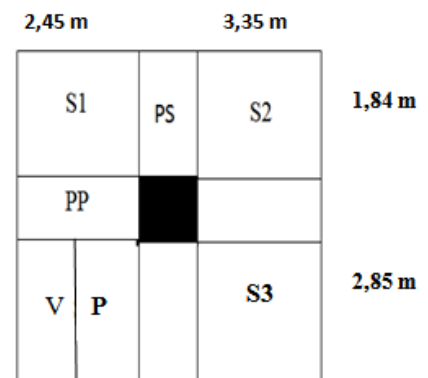


Figure II. 10. Surface afférente des étages pour le poteau

Poids propre des poteaux

$$G_{\text{Poteau}} = b \times h \times h_e \times \rho_{\text{béton}}$$

❖ Evaluation des charges pour le poteau P2

Tableau II 12. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Etage	Poids Propres G (KN)	Surcharges Q(KN)
Etage 7	73,43	6,49
Etage 6	280,04	52,01
Etage 5	486,65	92,97
Etage 4	696,51	129,39
Etage 3	906,37	161,25
Etage 2	1119,86	188,57

Etage 1	1333,35	211,33
Etage RDC	1550,86	232,72
Sous sol 2	1781,56	267,39
Sous sol 1	2012,26	302,65
Nu = 1.35G + 1.5Q = 3170,52 KN		

Les calculs montrent que le poteau « **P2** » est le plus sollicité.

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de majorer l'effort Nu comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d 'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

15 % ... poteaux centraux dans le cas d 'un bâtiment à 2 travées. Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10%.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10%.

$$N_u' = 1.1 N_u = 4471,14 \text{ KN}$$

II.6 Vérifications

❖ Vérification des poteaux à la compression simple :

Le dimensionnement se fait à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u'}{B^{Calcul \acute{e}}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \quad \text{avec,} \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B^{Calcul \acute{e}} \geq \frac{N_u'}{\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{4471,14 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$\Rightarrow B^{Calcul \acute{e}} \geq 0.3148 \text{ m}^2$$

Avec : B : la section du poteau, $\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton.

Or, pour le poteau à la base (SOUS SOL 1) $B = 0,6 \times 0,6 = 0,36 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0,36 \text{ m}^2 \geq B^{Calcul \acute{e}} = 0,3148 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après :

Tableau II 13. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etage	N'_u	Comparaison ($B > B^{\text{Calculé}}$)		Observations
		$B \text{ (m}^2\text{)}$	$B^{\text{Calculé}} \text{ (m}^2\text{)}$	
7	448,89	0,1225	0,0316	Vérifiée
6	903,71	0,16	0,0636	Vérifiée
5	1351,33	0,16	0,0951	Vérifiée
4	1794,97	0,2025	0,1264	Vérifiée
3	2229,78	0,2025	0,1570	Vérifiée
2	2527,44	0,25	0,1779	Vérifiée
1	3083,68	0,25	0,2171	Vérifiée
RDC	3509,55	0,325	0,2471	Vérifiée
Sous sol 2	3989,91	0,36	0,2809	Vérifiée

❖ **Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable : α

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2) \text{ m}^2$: section réduite du poteau.
- α : coefficient réducteur qui en fonction de l'élancement (λ)
- A_s : section d'armature comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité de l'acier.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

On calcul l'élancement

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0,7 \times l_0$ l_0 : Longueur du poteau. $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{pp}$

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

• Vérification du poteau à la base :

On a: $l_0 = 3,06 - 0,55 = 2,51 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1,757 \text{ m}$

$$I = \frac{0,6 \times 0,6^3}{12} = 0,0108 \text{ m}^4, \quad i = \sqrt{\frac{0,0108}{0,6 \times 0,6}} = 0,17 \text{ m}$$

Ce qui donne : $\lambda = 1,757/0,17 = 10,33 < 50$

$$\text{Donc: } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,835$$

Selon le BAEL :

As [0.8 % Br ; 1.2 % Br]

On prend As = 1% Br

$$\text{D'après la formule (1) : } B_r \geq \frac{Nu'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

Or dans notre cas : $B_r = (60 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4}$

$B_r = 0,3364 > 0,2353 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II 14. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux

Etage	N'_u	i(m)	λ	α	(B>B ^{Calculé})		Observations
					Br	Br ^{Calculé}	
7	448,89	0,10	17,57	0,809	0,1089	0,0252	Vérifiée
6	903,71	0,11	15,97	0,816	0,1444	0,0503	Vérifiée
5	1351,33	0,11	15,97	0,816	0,1444	0,0753	Vérifiée
4	1794,97	0,12	14,64	0,821	0,1849	0,0994	Vérifiée
3	2229,78	0,12	14,64	0,821	0,1849	0,1235	Vérifiée
2	2527,44	0,14	12,55	0,828	0,2304	0,1388	Vérifiée
1	3083,68	0,14	12,55	0,828	0,2304	0,1693	Vérifiée
RDC	3509,55	0,15	11,71	0,831	0,2809	0,1920	Vérifiée
Sous sol 2	3989,91	0,17	10,33	0,835	0,3364	0,2172	Vérifiée
Sous-sol 1	4471,14	0,17	10,33	0,835	0,3364	0,2435	Vérifiée

- Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

Notre projet est implanté dans la zone III, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1) \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \longrightarrow \text{les trois conditions sont vérifiées.}$$

II.7 Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

Tableau II 15. Dimensions des poteaux

Les éléments		Les dimensions
<i>Plancher à corps creux</i>		(20+4) cm
<i>Dalle pleine</i>	<i>Dalle pleine étages courants</i>	e=15
	<i>Dalle des balcons</i>	e=12
	<i>Sous-sol 1 et 2</i>	e=15
<i>Poutres</i>	<i>Principales</i>	(30×55) cm ²
	<i>Secondaires</i>	(30×40) cm ²
<i>Poteau</i>	<i>Sous-sol 1 et 2</i>	(60×60) cm ²
	<i>RDC</i>	(55×55) cm ²
	<i>1+2^{èmes} étages</i>	(50×50) cm ²
	<i>3+4^{èmes} étages</i>	(45×45) cm ²
	<i>5+6^{èmes} étages</i>	(40×40) cm ²
	<i>7^{ème} étage</i>	(35×35) cm ²

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

III.2 Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).

- ✓ la dalle d'ascenseur.
- ✓ les poutres de chaînage.
- ✓ l'acrotère.
- ✓ les escaliers.

III.2.1 Calcul des planchers

III.2.1.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelle;
- ✓ Dalle de compression

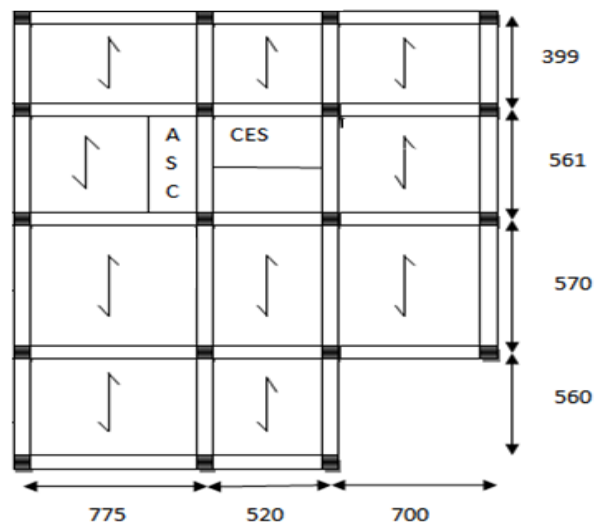


Figure III.1. Sens de dispositions des poutrelles

III.3 Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)**

❖ **Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)**

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

1. Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$;
2. les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$;
3. la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ;
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

❖ **Application de la méthode**

Moments aux appuis ($M_a < 0$)

$$M_a = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 2 travées.} \\ -0,5M_0: & \text{sur les deux appuis extrêmes voisins des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tous les autres appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec

M_0 : Moment isostatique maximal dans la travée.

Moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$(1) \dots \dots M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{0i}$$

$$(2) \dots \dots M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée de rive} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_{0i} & \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 & \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1,10 V_0 & \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

➤ **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**

❖ **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G)$).

❖ **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode**

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x) \quad ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Moment en appui

$$M_i = - \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

- l_g', l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.
- q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.
- $l' = \begin{cases} 0,8l & \text{travée intermédiaire.} \\ l & \text{travée de rive.} \end{cases}$

Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

Remarque

Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

➤ Types de poutrelles

Sens de dispositions adoptée donne naissance a différents types de poutrelles. Ces dernières sont résumés sur le tableau suivant

Tableau III. 1.Types de poutrelles.

Types	Schéma statique
Type1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type5	

➤ Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est définit dans le tableau suivant :

Tableau III. 2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Types 3 et 4	Vérifiées	$\begin{cases} Q^{max} = 5\text{KN}/\leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{cases}$	Méthode forfaitaire
Types 1 et 2	Non vérifiées	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée
Type 5	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

Pour l'étude des poutrelles, on exposera 2 exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, soit le type 4 du plancher commercial et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 5 du septième étage (terrasse inaccessible)).

III.3.1 Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 4 (étage courant))

➤ Schéma statique

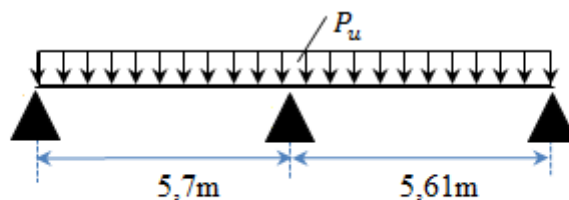


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 3. Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
RDC et 1 ^{er} étage à 6 ^{ème} étage	5,66	1,5	0,65		$P_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_u = P_u \times l_0$
				ELU	$P_u = 9,89$	$q_u = 6,43$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 7,16$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4,65$

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

Remarque : les deux travées AB et BC sont identiques.

✓ Calcul des moments

Moments isostatiques

A L'ELU :

$$\text{Travée AB} : \rightarrow M_{01}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.43 \times 5.7^2}{8} = 26.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} : \rightarrow M_{02}^u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6.43 \times 5.61^2}{8} = 25.29 \text{ KN.m}$$

A L'ELS :

$$\text{Travée AB} : \rightarrow M_{01}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.65 \times 5.7^2}{8} = 18.88 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} : \rightarrow M_{02}^s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4.65 \times 5.61^2}{8} = 18.29 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis

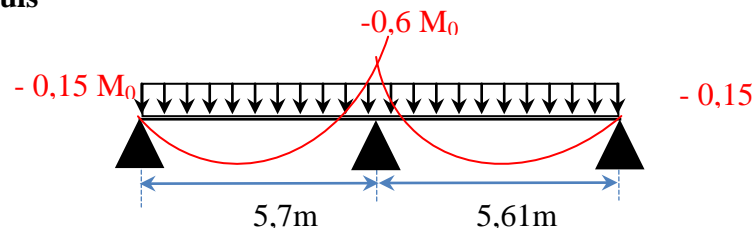


Figure III. 3. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 2 travées

✓ appui intermédiaire:

$$M_B^u = -0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{01} = -15.66 \text{ KN.m}$$

$$M_B^s = -0.6 \text{ Max } (M_{01}, M_{02}) = -0.6 M_{01} = -11.33 \text{ KN.m}$$

✓ appuis de rives

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le RPA99/2003(**Art 7.10/a**) nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal : $M_a^{\text{rive}} = -0,15 M_0$

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

$$\text{Donc: } M_A^u = M_C^u = -0.15 M_{01} = -3.91 \text{ KN.m}$$

$$M^S_A = M^S_C = -0.15M_{01} = -2.83 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{7,16} = 0,21$$

$$\begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0627 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t \geq 0,7627 M_0 \dots \dots \dots (1) \\ M_t \geq 0,6729 M_0 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

D'où, Travée AB : $\Rightarrow M_t^{AB} = 19.91 \text{ KN.m}$

Travée BC : $\Rightarrow M_t^{BC} = 19.04 \text{ KN.m}$

A L'ELS :

Travée AB : $\Rightarrow M_t^{AB} = 14.41 \text{ KN.m}$

Travée BC : $\Rightarrow M_t^{BC} = 13.78 \text{ KN.m}$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

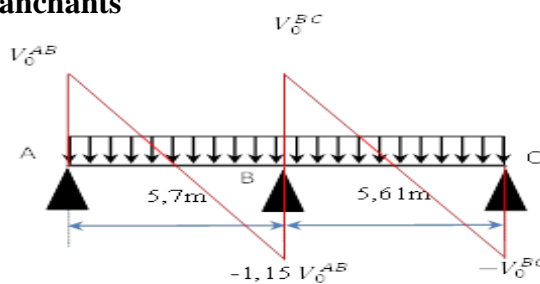


Figure III. 4. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à 2 travées

On a : $V_0 = ql/2$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.43 \times 5.7}{2} = 18.32 \text{ KN.m} \\ V_B = -1.15 \frac{6.43 \times 5.7}{2} = -21.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \frac{q_u \times L}{2} = 1.15 \frac{6.43 \times 5.61}{2} = 20.74 \text{ KN.} \\ V_C = -\frac{q_u \times L}{2} = -\frac{6.43 \times 5.61}{2} = -18.03 \text{ KN} \end{cases}$$

II.3.2. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1 (RDC))

➤ Schéma statique:

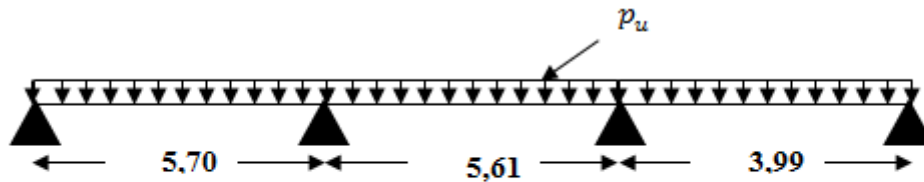


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle type 1 (Etages 1 à 6)

➤ Calcul des sollicitations dans la poutrelle

La méthode que nous allons utiliser est la méthode de Caquot minorée, car :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{5,61}{3,99} = 1,40 \notin [0,8 ; 1,25]$$

Calcul des moments

✓ Moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 3,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q'_u = 4,77 \text{ KN/m} \\ q'_s = 3,42 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Appuis de rive

$$M_A = M_D = -0,15 M_{0,1} \quad \text{Avec :} \quad M_{0,1} = \begin{cases} ELU: 19,37 \text{ KN.m} \\ ELS: 14,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{D'où, } M_A = M_C = \begin{cases} ELU: -2,90 \text{ KN.m} \\ ELS: -2,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire:

Appui B:

$$l'_g = 5,7 \text{ m}$$

$$l'_d = 0,85 \times 5,7 = 4,48 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{q'_g \times l'^3_g + q'_d \times l'^3_d}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,77 \times (5,7)^3 + 4,77 \times (4,48)^3}{8,5 \times (1,75 + 3,3)} \\ ELS: -\frac{3,42 \times (5,7)^3 + 4,77 \times (4,48)^3}{8,5 \times (5,7 + 4,48)} \end{cases}$$

$$M_B = \begin{cases} ELU: -15,16 \text{ KN.m} \\ ELS: -10,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui C:

$$l'_g = 4,48 \text{ m}$$

$$l'_d = 3,99 \text{ m}$$

$$M_C = -\frac{q'_g \times l'^3_g + q'_d \times l'^3_d}{8,5(l'_g + l'_d)} = \begin{cases} ELU: -\frac{4,77 \times (4,48)^3 + 4,77 \times (3,99)^3}{8,5 \times (4,48 + 3,99)} \\ ELS: -\frac{3,42 \times (4,48)^3 + 4,77 \times (3,99)^3}{8,5 \times (4,48 + 3,99)} \end{cases}$$

$$M_C = \begin{cases} ELU: -10,16 \text{ KN.m} \\ ELS: -7,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moments en travées**

Travée AB

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5,7}{2} - \frac{15,16}{6,43 \times 5,7} = 2,43 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{q \times x}{2} (l - x) + M_A \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Donc, } M_t = \begin{cases} ELU: M_t = 19,08 \text{ KN.m} \\ ELS: M_t = 10,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{5,61}{2} - \frac{(-15,16 + 10,16)}{6,43 \times 5,61} = 2,94 \text{ m}$$

$$M_t = \begin{cases} ELU: M_t = 12,70 \text{ KN.m} \\ ELS: M_t = 9,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\text{on a, } V_i = \pm q \times \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$\begin{aligned} \text{Travée AB: } & \begin{cases} V_A = \frac{6,43 \times 5,7}{2} - \frac{15,16}{5,7} = 15,66 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,43 \times 5,7}{2} - \frac{15,16}{5,7} = -20,98 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée BC: } & \begin{cases} V_B = \frac{6,43 \times 5,61}{2} - \frac{15,16 + 10,16}{5,61} = 17,14 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,43 \times 5,61}{2} - \frac{15,16 + 10,16}{5,61} = -18,92 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée CD: } & \begin{cases} V_C = \frac{6,43 \times 5,61}{2} - \frac{15,16 + 10,16}{5,61} = 17,14 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6,43 \times 5,61}{2} - \frac{15,16 + 10,16}{5,61} = -18,92 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

III.3.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5 (étage courant))

Schéma statique

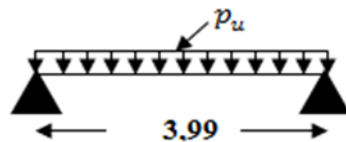


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle type 4

$$\begin{aligned} M_0^u &= \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,43 \times 3,99^2}{8} = 12,79 \text{ KN.m} \\ M_0^s &= \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,65 \times 3,99^2}{8} = 9,25 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

A l'ELU

$$\begin{aligned} M_t^{AB} &= M_0^u = 12,79 \text{ KN.m} \\ M_A = M_B &= -0,15 M_0^u = -1,91 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

A l'ELS

$$\begin{aligned} M_t^{AB} &= M_0^s = 9,25 \text{ KN.m} \\ M_A = M_B &= -0,15 M_0^s = -1,38 \text{ KN.m} \\ V_u &= \frac{q_u l}{2} = \frac{6,43 \times 3,99}{2} = 12,82 \text{ KN} \end{aligned}$$

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

Tableau III. 4. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du RDC.

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2.80	-14.93	14.50	18.93	-2.01	-10.70	10.56
T2	-2.90	-15.16	19.08	20.98	-2.08	-10.78	10.61
T4	-3.91	-15.66	19.91	21.07	-2.83	-11.33	14.41
T5	-1.92	/	12.80	12.82	-1.38	/	9.25
Max	-3.91	-15.66	19.91	21.07	-2.83	-11.33	14.41

Tableau III. 5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages de 1 à 5

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-2.80	-14.93	14.50	18.93	-2.01	-10.70	10.56
T4	-3.91	-15.66	19.91	21.07	-2.83	-11.33	14.41
T5	-1.92	/	12.80	12.82	-1.38	/	9.25
Max	-3.91	-15.66	19.91	21.07	-2.83	-11.33	14.41

Tableau III. 6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 6^{ème} étage

Types	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T3	-3.79	-13.05	20.35	20.15	-2.74	-9.44	14.71
T4	-3.91	-15.66	19.91	21.07	-2.83	-11.33	14.41

Max	-3.91	-15.66	20.35	21.07	-2.83	-11.33	14.71
-----	-------	--------	-------	-------	-------	--------	-------

Tableau III. 7. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 7^{ème} étage (Terrasse inaccessible)

Type	E L U				E L S		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V _u (KN)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)		M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)
T3	-4.14	-14.25	21.87	22.00	-2.74	-10.39	15.95
T4	-4.27	-17.10	21.38	23.00	-3.12	-12.47	15.59
Max	-4.27	-17.10	21.87	23.00	-3.12	-12.47	15.95

III.3.4. Ferrailage des poutrelles

➤ Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on distingue 3 groupes de ferrailage :

Tableau III. 8. Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)	V (KN)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _a ^{inter} (KN.m)	M _t (KN.m)
RDC avec l'étage courant de 1 à 5	-3.91	-15.66	19.91	21.07	-2.83	-11.33	14.41
Etage courant 6	-3.91	-15.66	20.35	21.07	-2.83	-11.33	14.71
Etage 7 (Terrasse inaccessible)	-4.27	-17.1	21.87	23.00	-3.12	-12.47	15.95

Exemple de calcul (type 4 terrasses inaccessibles):

Données

$$ELU \left\{ \begin{array}{l} M_t = 21,87 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -17,410 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -4,27 \text{ KN.m} \\ V = 23,00 \text{ KN} \end{array} \right. \quad ELS \left\{ \begin{array}{l} M_t = 15,95 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -12,47 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -3,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Données : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28c} = 25 \text{ MPa}$

➤ Ferrailage en travée

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0738 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,0218 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,0218}{14,2 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0,048 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048} \right] = 0,061$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,061) = 0,214 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,048}{0,214 \times 348} = 2,93 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,93 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 2,93 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{17,1 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,248 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\text{On a, } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0,248 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \text{ avec } \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,362 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,188m \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 2,61 \text{ cm}^2$$

❖ Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{4,27 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,062 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,08 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,212 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{4,27 \times 10^{-3}}{0,212 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = 1,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Choix des barres

$$\text{En travée :} \dots \dots \dots A = 2,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots \dots \dots A = 2,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui de rive :} \dots \dots \dots A = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 6,85\text{mm}; 10\text{mm})$$

$$\text{On prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\text{D'où, } A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Vérifications nécessaires

Vérifications à l'ELU

✓ Vérification de rupture par cisaillement

$$\tau_u = V_u^{max} / (b_0 \times d)$$

$$\tau_u = 23 \times 10^{-3} / (0,1 \times 0,22) = 1,04 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

✓ Espacement (St)

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19,8 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 44,48 \text{ cm}$$

$$\text{D'où,} \quad St = 15 \text{ cm}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

❖ Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 23 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or } A_l = 1\text{HA}10 + 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,84 \text{ cm}^2 > 0,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

❖ Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(23 \times 10^{-3} - \frac{17,1 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right)$$

$A_l = -1,82 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ Vérification de la bielle

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 19,8\text{cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 23\text{KN} < 132\text{KN} \dots\dots\text{vérifiée}$$

✓ Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes;
- ✓ Vérification de la flèche.

✓ Vérification des contraintes

❖ En travée

➤ Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -303,5 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure, calcul d'une section en T.

Donc :

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

➤ Calcul de y et I

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 265,75y - 566,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 286,27 \Rightarrow y = 2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 2^3}{3} + 15 \times 3,05(22 - 2)^2$$

$$I = 18620 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,95 \times 10^{-3}}{18620 \times 10^{-8}} \times 2 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 1,71 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ En appui intermédiaire

$M_{inter}^s = -12,47 \text{ Mpa} < 0$ le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

➤ Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 40,5y - 891 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 139,5 \Rightarrow y = 9,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (9,9)^3}{3} + 15 \times 2,7(22 - 9,9)^2$$

$$I = 9163,93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,47 \times 10^{-3}}{9163,93 \times 10^{-8}} \times 9,9 \times 10^{-2}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 13,32 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

✓ Vérification de la flèche:

❖ Conditions de la vérification de la flèche:

Données :

$$l = 5,7 \text{ m} ; M_{0s} = 20,79 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 15,95 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 0,767 M_{0s}$$

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

$$1) h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} > 29,125 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$3) L < 8 \text{ m}$$

$$\text{or } A = 3,05 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} + 5 = \frac{5700}{1000} + 5 = 10,7 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91révisé99}$$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différées).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

j : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

p : La charge permanente au moment de la mise des cloisons .

g : La charge permanente après la mise des cloisons.

p : La somme des charges permanente et charges d'exploitation.

$$j = (G_{planc\ her} + G_{cloisons}) = 3,4 + 1 = 4,3 \text{ KN}/m^2$$

$$g = (G_{planc\ her} + G_{cloisons} + G_{revetement}) = 6,89 \text{ KN}/m^2$$

$$p = (G_{total} + Q_{total}) = 6,89 + 1 = 7,89 \text{ KN}/m^2$$

Evaluation des charges :

$$q_{j\ ser} = 0,65 \times 4,3 = 2,795 \text{ KN/ml}$$

$$q_{g\ ser} = 0,65 \times 6,89 = 4,478 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p\ ser} = 0,65 \times 7,89 = 5,12 \text{ KN/ml}$$

Evaluation des moments:

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\begin{cases} M_{ser}^j = 0,767 \times q_j \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^g = 0,767 \times q_g \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,767 \times q_p \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 8,70 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^g = 13,94 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 15,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Modules de Young instantané et différé:

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Coefficients λ, μ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0)\rho} = 3,28 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,31 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 22} = 0,013$$

➤ Calcul des σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^j = 140,17 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^g = 224,59 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 256,82 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 9163,93 \text{ cm}^4 \\ y = 9,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,608 \\ \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,733 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,762 \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés:**

$$\text{➤ } v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 7,9 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où, } I_0 = 32601 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches:**

$$\begin{cases} I_{fji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11976,69 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10534,24 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10247,9 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 18294,33 \text{ cm}^4 \end{cases} ; \begin{cases} f_{jv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 7,27 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 13,24 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 15,57 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 22,88 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{➤ } \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 17,94 \text{ mm} > \bar{f} = 10,7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

On augmente la section d'acier en prend 2 HA12+2HA 14cm²

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple

De calcul précédent (types 4 de la terrasse inaccessible), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9.Ferrailage des poutrelles

Niveaux	Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)
RDC + Etages courante de 1 à 5	Travée	19,91	0,044	0,056	0,215	2,65
	Appui Inter	15,66	0,227	0,326	0,188	2,35
	Appui de rive	4,27	0,056	0,072	0,213	0,52
Etage 6	Travée	20,35	0,045	0,057	0,214	2,73
	Appui Inter	15,66	0,227	0,326	0,191	2,35
	appui de rive	3,91	0,056	0,072	0,213	0,52
Terrasse inaccessible	Travée	21,87	0,048	0,061	0,214	2,93
	Appui Inter	17,1	0,248	0,362	0,188	2,61
	appui de rive	4,27	0,062	0,08	0,212	0,57

Tableau III. 10.Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$A_{transversals}$
RDC + Etages courante de 1 à 5	Travée	2,65	1,62	1HA10+2HA12 = 3.05	étrier $\emptyset_6 = 0,57$
	Appui Inter	2,35	0,26	3HA10=2,36	
	appui de rive	0,52	0,26	1HA10 = 0,79	
Etage 6	Travée	2,73	1,72	1HA10+2HA12 =3,05	étrier $\emptyset_6 = 0,57$
	Appui Inter	2,35	0,26	3HA10 = 2,36	
	appui de rive	0,52	0,26	1HA10 = 0,79	
Terrasse inaccessible	Travée	2,93	1,62	1HA10+2HA12 =3,05	étrier $\emptyset_6 = 0,57$
	Appui Inter	2,61	0,26	2HA10+1HA12 = 2,7	

le	appui de rive	0,57	0,26	1HA10 = 0,79	
----	---------------	------	------	--------------	--

✓ Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III. 11. Vérifications nécessaires à l'ELU

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
RDC + étages 1 à 5	0,95 < 3,33	3,8 > 0,605	3,84 > -1,66	21,01 < 132	1,1 < 3,33
Etages 6	0,95 < 3,33	3,8 > 0,605	3,84 > -1,66	21,01 < 132	1,1 < 3,33
Tarasse inaccessible	1,04 < 3,33	3,84 > 0,66	3,84 > -1,82	23 < 132	1,22 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III. 12. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
RDC+étages 1 à 5	Travée	14,41	3,05	2,05	18620	1,68 < 15	Vérifiée
	appui	- 11,33	2,36	9,4	8388,71	12,69 < 15	Vérifiée
Etage 6	Travée	14,71	3,05	2,05	18620	1,68 < 15	Vérifiée
	appui	- 11,33	2,36	9,4	8388,71	12,69 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	15,95	3,05	2,05	18620	1,71 < 15	Vérifiée
	appuis	- 12,47	2,7	9,9	9163,93	13,32 < 15	Vérifiée

Tableau III. 13. Vérifications de la flèche à l'ELS

Niveaux	Etages courants, RDC	Etage 6	Terrasse inaccessible
---------	----------------------	---------	-----------------------

L (m)	5,7	5,7	5,7
q_{jser}(KN/m)	2,795	2,795	2,795
q_{gser}(KN/m)	3,679	3,679	4,478
q_{pser}(KN/m)	4,654	4,654	5,12
M_{jser} (KN.m)	8,66	8,84	8,7
M_{gser} (KN.m)	11,40	11,63	13,94
M_{pser} (KN.m)	14,42	14,71	15,94
I (cm⁴)	18620	18620	18620
I₀(cm⁴)	32601	32601	32601
λ_i	3,28	3,28	3,28
λ_v	1,31	1,31	1,31
σ_{st}^j (MPa)	139,52	142,42	140,17
σ_{st}^g (MPa)	183,67	187,37	224,59
σ_{st}^p (MPa)	232,33	237,16	256,82
μ_j	0,607	0,613	0,608
μ_g	0,684	0,689	0,733
μ_p	0,740	0,745	0,762
I_{fji}(cm⁴)	11989,82	11911,45	11976,69
I_{fgi}(cm⁴)	11056,22	11000,60	10534,24
I_{fpi}(cm⁴)	10463,67	10413,84	10247,9
I_{fgv}(cm⁴)	18913,68	18848,56	18294,33
f_{ji} (mm)	7,23	7,42	7,27
f_{gi} (mm)	10,32	10,58	13,24
f_{pi} (mm)	13,79	14,14	15,57
f_{gv} (mm)	18,10	18,52	22,88

Δf (mm)	14,34	14,66	17,94
f_{adm} (mm)	10,7	10,7	10,7
Observation	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Remarque:

On voit bien que la flèche n'est pas vérifiée pour les poutrelles, étage courant, RDC et terrasse inaccessible.

Donc on augmente la section des armatures qui devient:

- Etage courants de 1 à 5, RDC: $2HA12+1HA14= 3,8\text{ cm}^2$
- Etage 6: $2HA12 + 1HA14 = 3,8\text{cm}^2$
- Terrasse inaccessible : $2HA12 +2HA14 = 5,34\text{cm}^2$

Tableau III. 14.Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Etages courant + R D C			
Plancher Terrasse inaccessible			

Etude de la dalle de compression

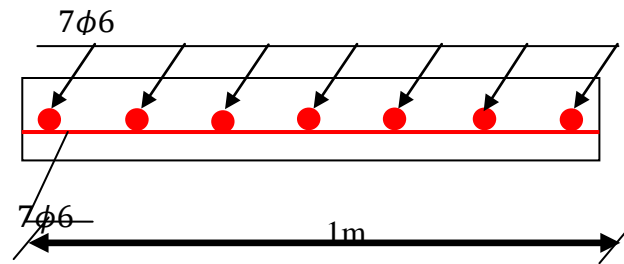


Figure III.7. Ferrailage de la dalle de compression

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} \times 100 = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Soit $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots \text{CBA} \\ A_{\parallel} : 4\phi 6/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \text{CBA} \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.2.2. Calcul des dalles pleines

III.2.2.1. Dalle sur deux appuis:

La dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise à la flexion simple

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 1,2 \text{ m}$$

$$l_y = 4,30 \text{ m}$$

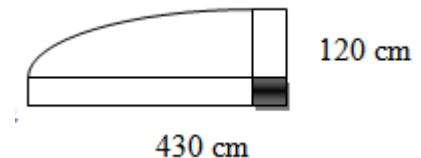


Figure III.8. Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,2}{4,3} = 0,27 < 0,4 \text{ la dalle travaille dans un seul sens (console)}$$

❖ Evaluation des charges:

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 4,43) + (1,5 \times 3,5) = 11,23 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4,43 + 3,5 = 7,93 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul du moment

$$M = \frac{q_u \times l^2}{2} = \begin{cases} M_u = \frac{11,23 \times 1,2^2}{2} = 8,08 \text{ KN/m}^2 \\ M_s = \frac{7,93 \times 1,2^2}{2} = 5,7 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l = 11,23 \times 1,2 = 13,47 \text{ KN}$$

Ferraillage:

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le tableau suivant résume les résultats obtenus:

Tableau III. 15.Ferraillage de la dalle D1.

sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculée}$ (m^2)	$A_{choisée}$ (cm^2)	St (cm)
X X	8,08	0,0395	0,049	0,117	1,98	4HA8=2,01	25

Vérification de l'espacement :

Les exigences suivantes sur les espacements doivent être satisfaites

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{armature principales} \\ S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \text{armature secondaire} \end{cases} \dots \text{FPN}$$

$$S_t \leq \min(4e; 45) \Rightarrow \text{Armature principales /secondaires} \dots \text{FN}$$

\Leftrightarrow Les conditions sont vérifiées

- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{13,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,11 \text{ MPa} \leq 1,16 \text{ MPa}$$

Vérification à des contraintes à l'ELS :

Cette dalle se trouve à l'extérieur (FN), on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_b ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_s avec :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible de l'acier

Avec: $\eta = 1,6$ acier HA

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15A$$

$$y = 2,4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{1 \times 2,4^3}{3} + 15 \times 2,01(12 - 2,4)^2$$

$$I = 2784,23 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{5,7 \times 10^{-3}}{2783,23 \times 10^{-8}} \times 2,4 \times 10^{-2} = 4,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{5,7 \times 10^{-3}}{2783,23 \times 10^{-8}} \times (12 - 2,4) \times 10^{-2} = 19,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 19,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa}$$

Tableau III. 16. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D1

sens	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ MPa	Observation
X X	5,7	2,01	2,4	2783,23	4,91 < 15	Vérifiée

Vérification à l'état limite de déformation :

La dalle se comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \left(\frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} \right) \times lx \right] \\ 2 \rightarrow A_t^x \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \frac{8,08}{10 \times 8,08} \times 1,2 \right] = \max[0,075; 0,12] \\ 2 \rightarrow A_t^x \leq \frac{4,2 \times 100 \times 0,12}{400} = 12,6cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 0,12 \\ A_t = 2,01cm^2 \leq 12,6cm^2 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Vérification à l'état limite de déformation :

La dalle se comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \left(\frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} \right) \times lx \right] \\ 2 \rightarrow A_t^x \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\frac{1}{16} ; \frac{8,08}{10 \times 8,08} \times 1,2 \right] = \max[0,075; 0,12] \\ 2 \rightarrow A_t^x \leq \frac{4,2 \times 100 \times 0,12}{400} = 12,6cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = 0,12 \\ A_t = 2,01cm^2 \leq 12,6cm^2 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

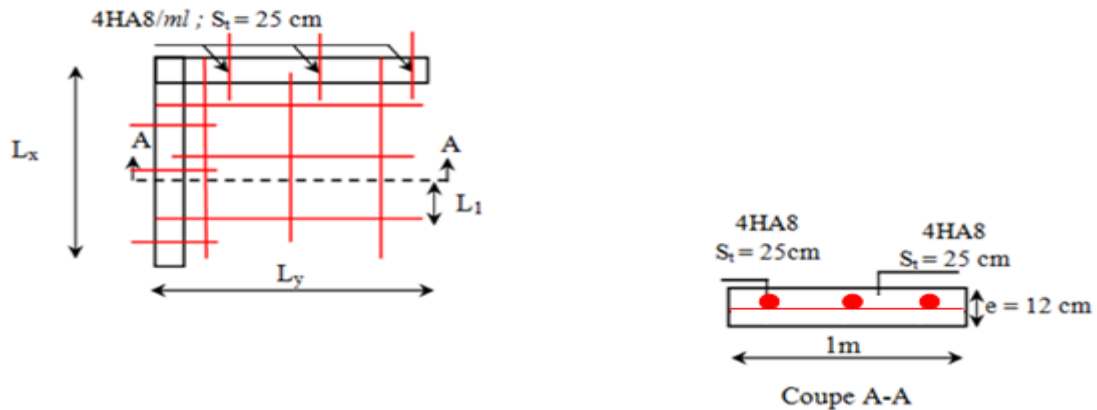


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D1

III.2.2.2. Dalles pleines sur trois appuis

$$L_x = 1,65 \text{ m}$$

$$L_y = 5,1 \text{ m}$$

$$\text{Evaluation des charges : } G = 6,11 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2}; Q = \frac{1,5 \text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,49 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = \frac{7,61 \text{KN}}{\text{m}}$$

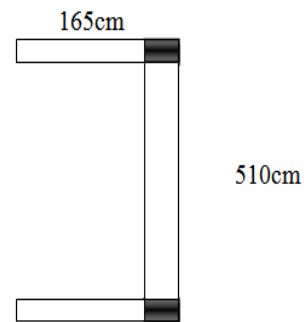


Figure III.10. Dalle sur trois appuis D2

Calcul des sollicitations

$$\text{On a: } l_x = 1,65 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2,55 \text{ m} \quad \text{Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} M_0^x = \frac{10,49 \times 1,65^2 \times 5,1}{2} - \frac{2 \times 10,49 \times 1,65^3}{3} = 41,41 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \frac{10,49 \times 1,65^3}{6} = 7,85 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M_x^t = 0,85 M_x = 35,19 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 6,67 \text{KN.m}$$

- Moment aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 M_x = -12,42 \text{KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 8.56 \text{ KN}$$

$$\text{Al'ELS:} \begin{cases} M_0^x = \frac{7,61 * 1,65^2 * 5,7}{2} - \frac{2 * 7,61 * 1,65^3}{3} = 30,04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{7,61 * 1,61^3}{6} = 5,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M_x^t = 0,85 M_x = 25,84 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 4,83 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 M_x = -9,01 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 17. Ferrailage de la dalle D2

sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calcul \acute{e}}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
X- X	35,19	0,172	0,237	0,108	9,36	0,96	7HA14=10,78	14
Au appuis								
X et Y	12,42	0,06	0,077	0,116	3,07	0,96	4HA10=3,14	25

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{8,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,07 \leq \bar{\tau} = \frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1,16 \text{ MPa}$$

Les armateurs transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III. 18. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D2

Sens	$M_{ser} (KN.m)$	Y(cm)	I (cm^4)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
En travée						
X-X	25,84	4,81	12068,74	$10,29 \leq 15$	$15,39 \leq 201$	Vérifiée
Y-Y	4,83	2,57	3713,71	$3,35 \leq 15$	$12,25 \leq 201$	Vérifiée
Au appuis						
X et Y	-9,01	2,92	4713,12	$5,58 \leq 15$	$17,35 \leq 201$	Vérifiée

Vérification à l'état limite de déformation :

$$\frac{e}{l} = \frac{0,12}{1,65} = 0,07 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{25,84}{20 \times 30,04} = 0,04 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10,78}{1 \times 12} = 0,08 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

Les deux conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

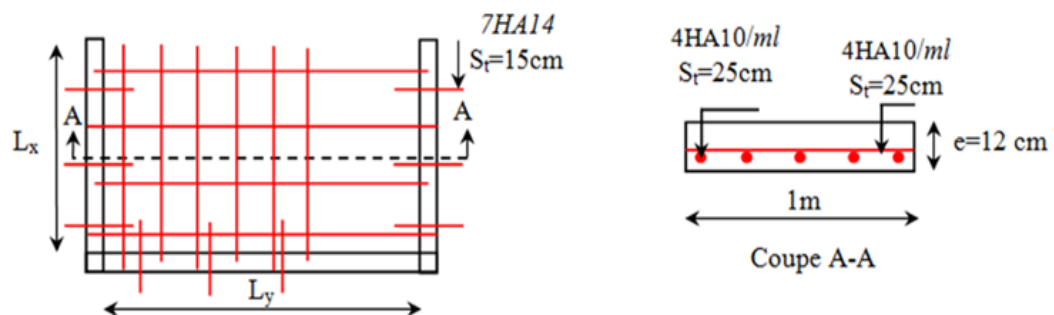
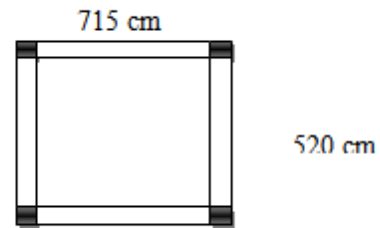


Figure III. 11. Schéma de ferrailage de la dalle D2

III.2.2.3. Dalle sur 4 appuis (sous-sols) :

$$l_x = 5,2 \text{ m}$$

$$l_y = 7,15 \text{ m}$$

**Figure III.12. Dalle sur quatre appuis D3**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,72 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

Evaluation des charges

$$G = 6,11 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2}; Q = 2,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 8,61 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations:

$$\text{A l'ELU : } \rho = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 0,0658 \times 5^2 \times 12 = 21,35 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 21,35 \times 0,4624 = 9,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau intermédiaire:

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 18,14 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 7,4 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis:

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{ox} = -6,40 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -4,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 24,37 \text{ kn}$$

A l'ELS :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 0,0719 \times 5,2^2 \times 8,61 = 16,73 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 16,73 \times 0,6063 = 10,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 14,22 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{oy} = 7,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Aux appuis:

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{ox} = -5,01 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,5 \times M_{oy} = -5,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Section d'armateur :

Tableau III .19. Ferrailage de la dalle D3

sens	$M_u (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{calcul \text{ ée}} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{choisie} (\text{cm}^2)$	S_t
En travée								
X-X	18,14	0,056	0,072	0,145	3,59	2,73	4HA12=4,52	25
Y-Y	7,4	0,023	0,029	0,148	1,43	2,73	4HA10=3,14	25
Aux appuis								
X-X	-6,4	0,020	0,025	0,148	1,24	1,81	4HA8=2,01	25
Y-Y	-4,93	0,015	0,018	0,148	0,95	1,81	4HA8=2,01	25

Vérification des valeurs minimales :

$$A_y^t = 3,14 \geq \frac{A_x^t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,16 \text{ MPa} \quad S_t(cm)$$

$$\tau_u = 0,16 \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III. 20. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D3

Sens	$M_{ser} (KN.m)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{b \leq \bar{\sigma}_b} (MPa)$	$\sigma_{s \leq \bar{\sigma}_s} (MPa)$	Observation
En travée						
X-X	14,22	3,88	10330,80	$5,34 \leq 15$	$15,3 \leq 201,64$	Vérifiée
Y-Y	7,6	3,31	7645,32	$3,29 \leq 15$	$11,62 \leq 201,64$	Vérifiée
Aux appuis						
X-X	-5,01	2,72	5217,36	$2,61 \leq 15$	$11,79 \leq 201,64$	Vérifiée
Y-Y	-5,07	2,72	5217,36	$2,64 \leq 15$	$11,93 \leq 201,64$	Vérifiée

Vérification de la flèche:

$$\frac{e}{l} = \frac{0,15}{5,2} = 0,028 < \frac{M_t}{20M_0} = \frac{14}{20 \times 16,73} = 0,042 \dots\dots\dots \text{Non vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 15} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\text{On a } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

Tableau III. 21.Vérification de la flèche pour la dalle D3

X-X									
Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MP)		Flèches (mm)		$f(mm)$	f_{adm} (mm)
J	3,75	M_j	4,01	σ_{stj}	24,8	f_{ji}	0,05	0,21	10,2
g	4,75	M_g	5,08	σ_{stg}	31,43	f_{gi}	0,06		
						f_{gv}	0,20		
p	8,61	M_p	9,23	σ_{stp}	57,05	f_{pi}	0,12	Vérifiée	
Y-Y									
Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MP)		Flèches (mm)		$f(mm)$	f_{adm} (mm)
J	3,75	M_j	2,14	σ_{stj}	18,92	f_{ji}	0,05	0,21	10,2
g	4,75	M_g	2,72	σ_{stg}	23,98	f_{gi}	0,071		
						f_{gv}	0,21		
p	8,61	M_p	4,94	σ_{stp}	43,52	f_{pi}	0,12	Vérifiée	

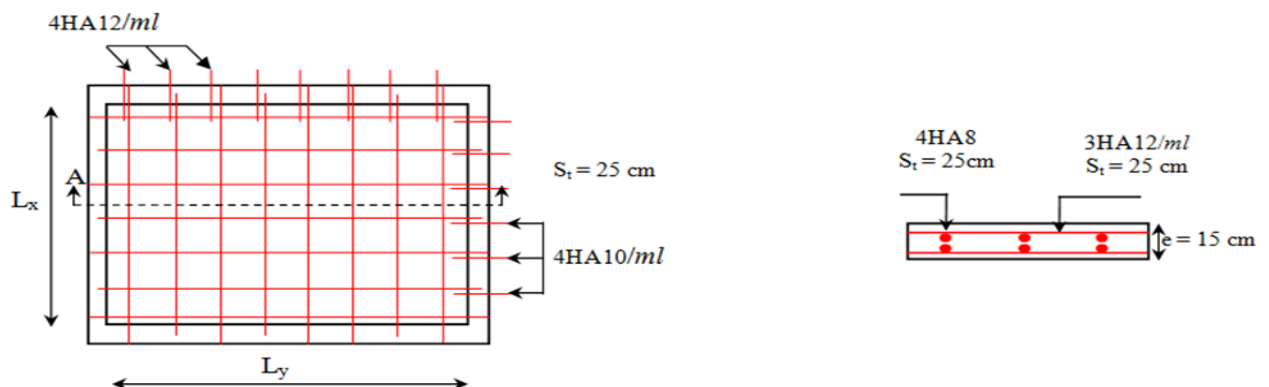


Figure III.13.Schéma de ferrailage de la dalle D3

III.3. Etude de l'ascenseur**Définition :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes vers les différents niveaux de la construction.

Caractéristique de l'ascenseur :

- F_c : charge due à la cuvette = 145 KN
- P_m : charge due à la salle machine = 82 KN
- D_m : charge due à l'ascenseur = 15 KN
- Poids de 8 personnes = 630 KN
- V : la vitesse de levage = 1m/s

$$P = 1500 + 8200 + 630 = 103,3 \text{ kn.}$$

Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a $l_x = 1,58 \text{ m}$ et $l_y = 2,62 \text{ m}$ donc une surface $S = 4,14 \text{ m}^2$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40} \Leftrightarrow \frac{158}{45} \leq e \leq \frac{262}{40} \text{ Soit } e = 15 \text{ cm.}$$

Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN / m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'

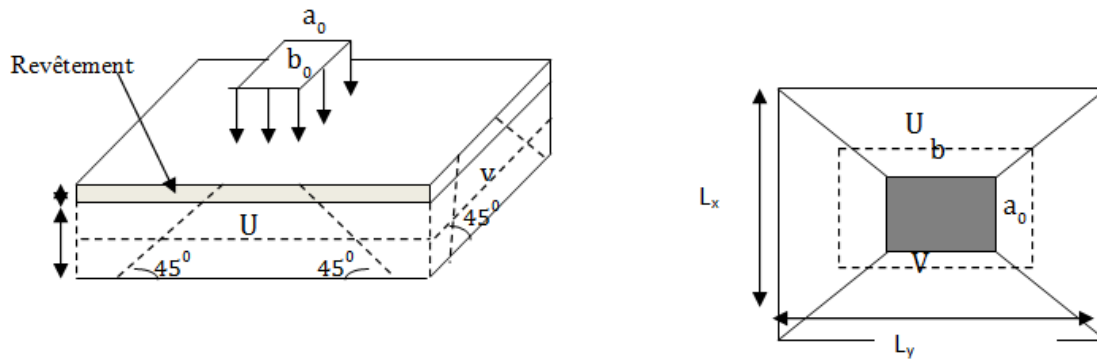


Figure III.14. Schéma représentant la surface d'impact

On a : $V = 1m/s$; $\begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \end{cases}$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow ELU \\ v = 0,2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 15 + 82 + 6,3 = 103,3KN$$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 139,45KN$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{105}{158} = 0,66 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{262} = 0,4$$

En utilisant l'abaque de **Pigeaud** on obtient :

$$M_1 = 0,093 ; \quad M_2 = 0,081$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{x2} du système de levage:

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139,45 \times 0,093 = 12,96KN.m \\ M_{y1} = 139,45 \times 0,081 = 11,29KN.m \end{cases}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_{x2} = 0,0822 \times 8,25 \times 1,58^2 = 12,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \quad M_{y2} = 0,2948 \times 12,96 = 3,82 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,65 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $M_t^x = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 14,65 = 10,98 \text{ KN.m}$;

$$M_t^y = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 11,78 = 8,83 \text{ KN.m}$$

En appuis : $M_a^x = M_a^y = -0,5 \times 14,65 = -7,32 \text{ KN.m}$

Tableau III. 22. Résultats de ferrailage de l'ascenseur

Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	$A_{calcul\ée} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2\text{)}$
	En travée			
X-X	10,98	2,48	1,44	4HA10=3,14
Y-Y	8,83	1,99	1,2	3,HA10=2,01
	Aux appuis			
X-Y	-7,32	1,65	1,65	4HA8=2,01

Vérification à l'ELU**Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$P_u = 139,45 \text{ KN}; \gamma_b = 1,5$$

$$P_u = 139,45 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

On a $u = v$; $V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 44,23 \text{ KN}$ alors, $\tau_u = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots$ Vérifiée

Vérification à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 18,48 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 18,45 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,36 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments : $\begin{cases} M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 19,62 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 18,81 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments en travées et en appuis : $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 * M_{0x} = 14,71 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 * M_{0y} = 14,10 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 * M_{0x} = -9,81 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Tableau III. 23. Vérification des contraintes à l'ELS pour l'ascenseur

Sens	$M_{ser} (KN.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b (MPa)$	Observation
En travée					
X-X	14,71	3,31	7645,32	$6,36 \leq 15$	Vérifiée
Y-Y	14,1	2,92	5995,69	$6,86 \leq 15$	Vérifiée
Aux appuis					
X-Y	-9,81	2,72	5217,36	$5,11 \leq 15$	Vérifiée

III .3.12. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{1,58} = 0,094 > \frac{M_t}{20M_0} = \frac{14,71}{20 \times 19,62} = 0,037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^x = 3,14 cm^2 \leq \frac{2 \times 100 \times 13}{400} = 6,5 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

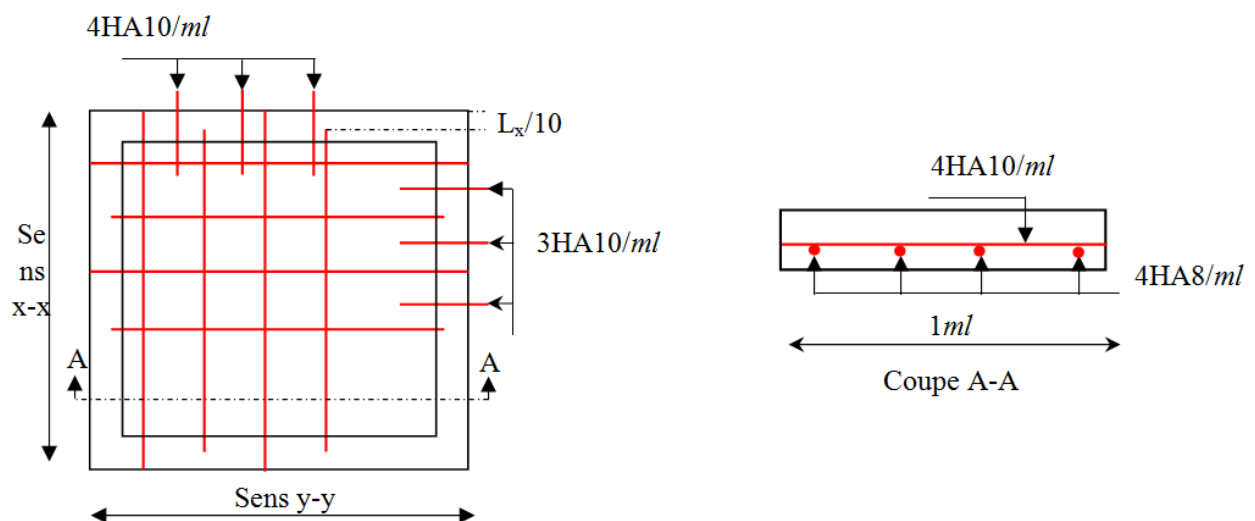


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

III.4. Etude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

III.4.1. Etude de la Volée :

$$G_v = 8,34 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU: } q_v = 1,35 G_v + 1,5 Q = 15,00 \text{ KN/m;}$$

$$\text{ELS: } q_v = G_v + Q = 10,84 \text{ KN/m;}$$

III.4.2. Etude du palier :

$$G_p = 5,11 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU: } q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q = 10,64 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS: } q_p = G_p + Q = 7,61 \text{ KN/m.}$$

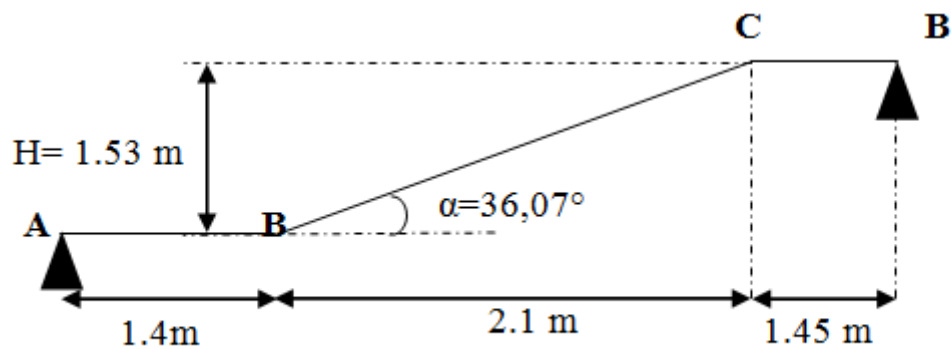


Figure III.16. Schéma statique de l'escalier

III.4.3.1. Calcul des sollicitations:

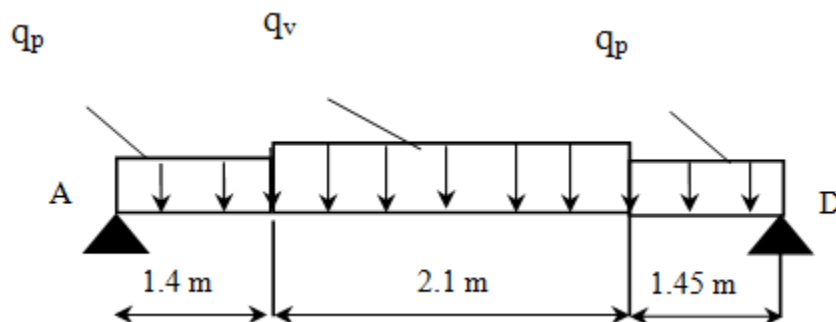


Figure III.17. Schéma statique de la partie AD

Réaction des appuis :

Calcul par la méthode de la RDM

$$\sum F_v=0 \Rightarrow R_A + R_B = 1,4q_p + 2,1q_v + 1,45q_p$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 61,83 \text{ KN}$$

$$\sum M_B=0 \Rightarrow R_A = 38,31 \text{ KN}$$

$$\sum M_A=0 \Rightarrow R_B = 23,51 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant:

Calcul par les méthodes des sections

1^{er} Tronçon: $0 \leq x \leq 1,4$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_p x = 38,32 - 10,64x \\ M(x) = R_A x - q_p \frac{x^2}{2} = 38,32x - 5,32x^2 \end{cases}$$

Pour $x=0$ $\begin{cases} T = 38,31 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $x=1,4 \text{ m}$ $\begin{cases} T = 23,42 \text{ KN} \\ M = 43,20 \text{ KN.m} \end{cases}$

2^{ème} Tronçon: $1,4 \leq x \leq 3,5 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = 44,42 - 15x \\ M(x) = -7,5x^2 + 44,42x - 4,28 \end{cases}$$

Pour $x=1,4 \text{ m}$ $\begin{cases} T = 23,42 \text{ KN} \\ M = 43,20 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $x=3,5 \text{ m}$ $\begin{cases} T = -8,08 \text{ KN} \\ M = 59,32 \text{ KN.m} \end{cases}$

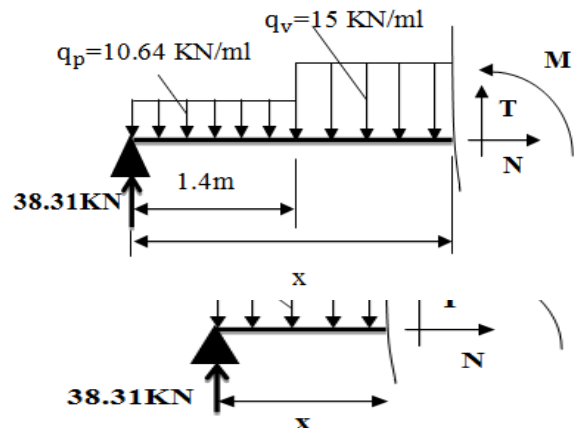
Calcul de M^{max}

$$M^{max} = M(x)$$

$$dM/dx=0 \Rightarrow x=2,96 \text{ m}$$

$$M^{max} = 61,49 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réel :



$$M_a = -0,3M^{max} = -30,74 \text{ KN.m}$$

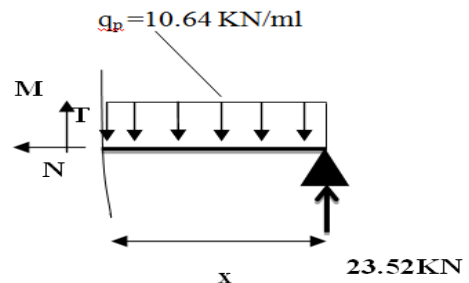
$$M_t = -0,75M^{max} = 46,11 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = R_B - q_p x = 23,51 \\ M(x) = R_B x - q_p \frac{x^2}{2} = 23,5 \end{cases}$$

Pour $x = 0$ $\begin{cases} T = 23,51 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $x = 1,4 \text{ m}$ $\begin{cases} T = 8,08 \text{ KN} \\ M = 22,9 \text{ KN.m} \end{cases}$



Ferraillage:

Tableau III. 24. Résultats de ferraillage de l'escalier

$M_u (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{calcul \text{ ée}} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{choisie} (\text{cm}^2)$	S_t
En travée							
46,11	0,144	0,195	0,138	9,6	1,81	9HA12=10,18	11
Aux appuis							
-30,74	0,096	0,126	0,142	6,22	1,81	6HA12=6,79	16

Vérification de l'effort tranchant:

$$T = 38,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,294 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa}$$

Les armateurs transversales ne sont pas nécessaires:

Armateurs de répartition:

en travée:

$$A_r^t = \frac{A_s}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r^t = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 16,66 \text{ cm}$

Aux appuis:

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r^a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Vérification des espacements:

Armatures principales : $St \leq \min(3e ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \geq 11 \text{ cm}$

Armature de répartition : $St \leq \min(4e ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$

Calcul a L'ELS :

Tableau III. 25. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	x(m)	M_0 (KN.m)	M_0 (KN.m)	Y(cm)	I (cm^4)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
En travée								
27,54	16,91	2,96	44,23	33,17	4,6	14260,62	$10,69 \leq 15$	vérifiée
Aux appuis								
27,54	16,91	2,96	44,23	-22,11	4,26	12352,66	$7,62 \leq 15$	vérifiée

Etat de déformation :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right)lx \Leftrightarrow e = 0,15 \leq 0,185 \dots \dots \dots \text{Condition non-vérifié.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0,0067 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, on procède à la vérification de la flèche.

Tableau III.26. Evaluation de la flèche dans l'escalier

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MP)		Flèches (mm)	
J	3,75	M_j	9,76	σ_{stj}	124,04	f_{ji}	0,65
g	8,34	M_g	18,92	σ_{stg}	240,45	f_{gi}	2
						f_{gv}	3,63
p	1,084	M_p	25,43	σ_{stp}	323,14	f_{pi}	3,06
$f = 4,03 \text{ mm}$		$f_{adm} = 9,9 \text{ mm}$		Vérifiée			

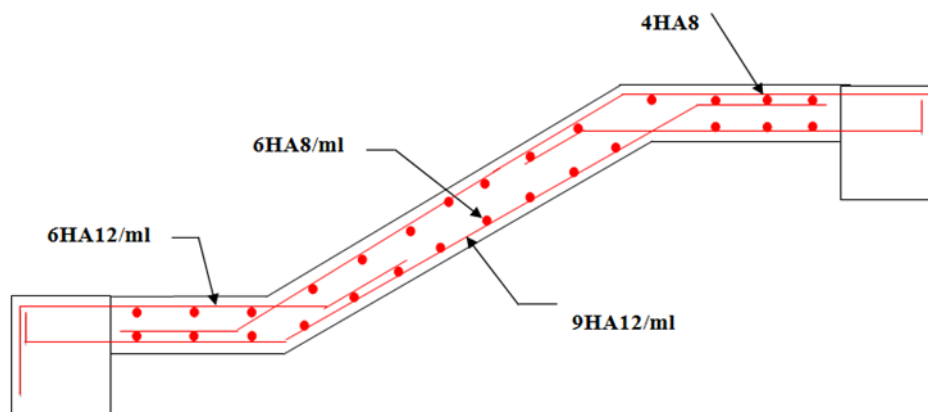


Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4.4. Etude de la poutre palière

Dimensionnement :

$$L=3,1 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20,66 \text{ cm} < h < 31 \text{ cm}$$

Condition de la flèche RPA99/2003 (Art: 7.5.1) :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h/b = 0,75 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

Evaluation des charges:

Dans notre cas la poutre palière est soumise à son poids propre et la réaction de la volée due à l'escalier

Le poids propre de la poutre: $G_p = 0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

La réaction de la volée : $\begin{cases} R_u = R_A = 38,31 \text{ KN/ml} \\ R_s = R_A = 27,54 \text{ KN/ml} \end{cases}$

Combinaison des charges:

A L'ELU: $q_u = 1,35G_p + R_u = 4,04 + 38,31 = 42,36 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $q_s = G_p + R_s = 4,04 + 27,54 = 31,58 \text{ KN.m}$

Calcul des sollicitations :

Le moment fléchissant(M):

Le moment en travée : $M_t = \frac{ql^2}{8}$

Le moment aux appuis: $M_a = \frac{ql^2}{8}$

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{à L'ELU: } M_t^u = \frac{42,35 \times 3,1^2}{8} = 50,88 \text{ KN.m} \\ \text{à L'ELS: } M_t^s = \frac{31,79 \times 3,1^2}{8} = 37,93 \text{ KN.m} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} \text{à L'ELU: } M_t^u = 0,75 \times 50,88 = 38,16 \text{ KN.m} \\ \text{à L'ELS: } M_t^s = 0,75 \times 37,93 = 28,44 \text{ KN/m} \end{cases}$

Aux appuis : $\begin{cases} \text{à L'ELU: } M_a^u = -0,5 \times 50,88 = -25,44 \text{ KN.m} \\ \text{à L'ELS: } M_a^s = -0,5 \times 37,93 = -18,96 \text{ KN/m} \end{cases}$

Effort tranchant(V):

$$V = \frac{ql}{2} = \frac{50,88 \times 3,1}{2} = 78,86 \text{ KN}$$

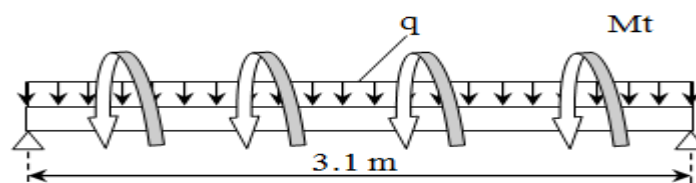


Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière

- Calcul du ferrailage à l'ELU :
- Ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme le montre la figure, avec:

$$b=30 \text{ cm} ; h= 40 \text{ cm}; d= 38 ; e= 2 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales :
- Ferrailage en travée :

$$M_u=38,16 \text{ KN.m} ; M_s= 28,44 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{38,16}{28,44} = 1,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0,348\gamma - 0,1776 = 0,288$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{38,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,38^2 \times 14,2} = 0,0186 < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,023$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,376 \text{ cm}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_t^u}{Z \times f_{st}} = \frac{38,16 \times 10^{-3}}{0,376 \times 348} = 2,91 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimal :

La condition de non fragilité:

$$A_{smin} = \max \left\{ A_s^{RPA}, \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \right\} \\ = \max \{ 6 ; 1,2 ; 1,37 \}$$

$$A_{smin} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max \{ A_{min}; A_s^{ELU} \} = \{ 6 ; 2,91 \} \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2.$$

- Ferrailage aux appuis :

$$M_u=-25,44 \text{ KN.m} ; M_s= -18,96 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,83}{18,96} = 1,36$$

$$\left\{ \begin{array}{l} FeE400 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{bu} = 0,348\gamma - 0,1776 = 0,295$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,38^2 \times 14,2} = 0,0124 < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,015$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,377\text{cm}$$

$$A_s^{ELU} = \frac{M_a^u}{Z \times f_{st}} = \frac{25,44 \times 10^{-3}}{0,377 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage minimal :**

La condition de non fragilité:

$$A_{smin} = \max \left\{ A_s^{RPA}; \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \right\} \\ = \max \{6; 1,2; 1,37\}$$

$$A_{smin} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_{smin}; A_s^{ELU}\} = \{6; 1,93\} \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (ELU) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{78,86 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,691 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,691 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il apparait que les contraintes de cisaillement ne dépassent pas les valeurs de contraintes admissibles, mais on doit prévoir des armatures transversales.

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj}K)}{0,9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\begin{cases} K = 1 & \text{Pour la flexion simple} \\ \alpha = 90 & \text{pour les armatures droits} \end{cases}$$

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme:

$$S_t \leq \min (0,9d \text{ et } 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (34,2; 40) = 34,2 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj}K)}{0,9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{30 \times 15 \times 1,15 \times (0,691 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0,0876 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage sous sollicitations de torsion :**
- **Calcul de la contrainte tangentielle de torsion:**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à

La torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0}$$

$$T_u = \frac{M^a \times l}{2} = \frac{25,44 \times 3,1}{2} = 39,43 \text{ KN}$$

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : Le moment de torsion ultime.

a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

donc :

$$a=b=0,30 \rightarrow b_0 = \frac{a}{6} = 0,05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0,3 - 0,05)(0,4 - 0,05) = 0,0875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{39,43 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 4,27 \text{ MPa}$$

- **Vérification de contraintes tangentielles :**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 conseille de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{4,27^2 + 0,691^2} = 4,32 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on augmente la section de la poutre palière, on opte (b*h) = (35*40) cm les valeurs obtenir sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 27 .Calcul à la flexion simple et torsion

	$M_u (KN.m)$	$M_s (KN.m)$	γ	$A_s^{ELU} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$
En travée	39,37	28,41	1,38	3	8	8
En appuis	-26,25	-18,94	1,38	2	8	8
Effort tranchant						

τ_u (MPa)		$\bar{\tau}_u$ (MPa)		Observation	
0,445		3,33		Vérifiée	
$T_u(KN.m)$	$\Omega(cm^2)$	τ_{uT} (MPa)	$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
40,68	0,111	2,77	2,80	3,33	Vérifiée

➤ **Détermination des armatures de torsion :**

Les armatures longitudinales:

En appliquant la règle des coutures au plan de la section droite de pièce :

$$\frac{\sum A_l \cdot f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$\sum A_l$: est la section d'acier longitudinales à répartir pour le pourtour de la section pour la torsion, et que l'on note A_s^T

U: Le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0,4 - 0,06) + (0,4 - 0,06)] \times 2$$

$$U = 1,336 \text{ m}$$

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1,15 \times 1,336 \times 40,68 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,1115} = 7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s^T = 7 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

➤ **En utilisant la même règle :**

$$\frac{A_t^T f_{et}}{S_t \gamma_t} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$A_t^T = \frac{\gamma_s S_t T_u}{2 f_{et} \Omega} = \frac{1,15 \times 0,1 \times 40,68 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0,1115}$$

$$A_t^T = 0,5244 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage totale :**

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palier, on doit

superposer les deux ferraillements de flexion et de torsion :

Armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$A_s^{Travée} = A_s^{Flexion} + A_s^{Torsion} = 6 + \frac{7}{2} = 9,5 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera: 4HA14+2HAA6=10,18 cm²

➤ **En appuis :**

$$A_s^{appui} = A_s^{Flexion} + A_s^{Torsion} = 6 + \frac{7}{2} = 9,5 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera: 4HA14+2HA16=10,18 cm²

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{Flexion} + A_t^{Torsion} = 0,0876 + 0,5244 = 0,612 \text{ cm}^2$$

Donc, la section sera: 3HA8=1,51 cm²

➤ **Vérification au ferraillement minimale (Torsion-flexion) :**

En travée :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{10,78 \times 10^{-4} \times 400}{0,066 \times 1} = 6,53 \geq 0,4 \text{ MPa}$$

Sur appuis :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{10,78 \times 10^{-4} \times 400}{0,066 \times 1} = 6,53 \geq 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales :**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{A_t f_{et}}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \\ A_t = A_{tmin}^{RPA} = 0,003sb \end{cases}$$

$$\frac{A_t f_{et}}{b_0 S_t} = \frac{1,51 \times 10^{-4} \times 400}{0,066 \times 0,15} = 6,1 \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin}^{RPA} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

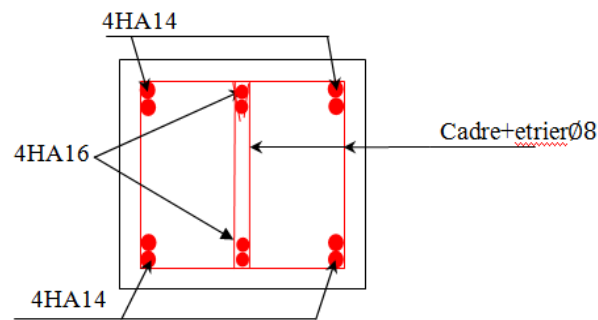


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Etude de la poutre de chaînage

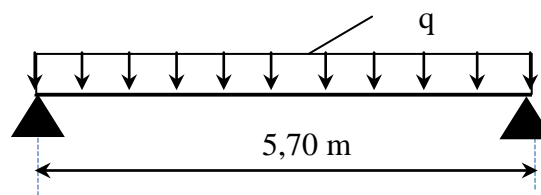


Figure III.21. Schéma statique de la poutre de chaînage

➤ Dimensionnement

D'après le **RPA99 (Art 9.3.3)**, la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui pour les poutrelles du plancher à corps creux, et pour reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

$$\text{Poids propre : } G_p = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du plancher à corps creux : } q_{cc} = P_{plancher} (l_g/2 + l_d/2)$$

Avec : $l_g = 0$; $l_d = 3,25 \text{ m}$; $G = 5,66 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation sur la poutre : $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 21,62 \text{ KN/m} \\ ELS: q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 15,63 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments isostatiques} \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 87,80 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 63,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments en travée} \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 74,63 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 53,94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0,3 M_0 \left\{ \begin{array}{l} ELU: M_{au} = -26,34 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -19,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Ferraillage à l'ELU**

➤ **Tableau III. 28. Moments et ferraillages correspondant**

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A^{adop} (cm^2)
Travée	74,63	A	0,121	0,161	0,355	6,04	1,37	4HA14 = 6,16
Appui	- 26,34		0,042	0,053	0,371	2,04	1,37	3HA10 = 2,36

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 61,61 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,540 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée , donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ puis on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau III. 29. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	53,94	12,52	79614,03	$8,48 \leq 15$
En appui	19,04	8,36	36942,71	$4,30 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1) h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 48,44 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$2) A \leq \frac{4.2. b. d}{f_e} \Leftrightarrow 6,16 \text{ cm}^2 < 11,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3) L = 5,70 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

La première condition n'est pas observée, donc on doit vérifier la flèche à l'ELS

Tableau III.30. Vérification de la flèche

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{qi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	observati on
8,93	3,07	10,05	4,32	11,58	5,70	Vérifiée

Schémas de ferrailage

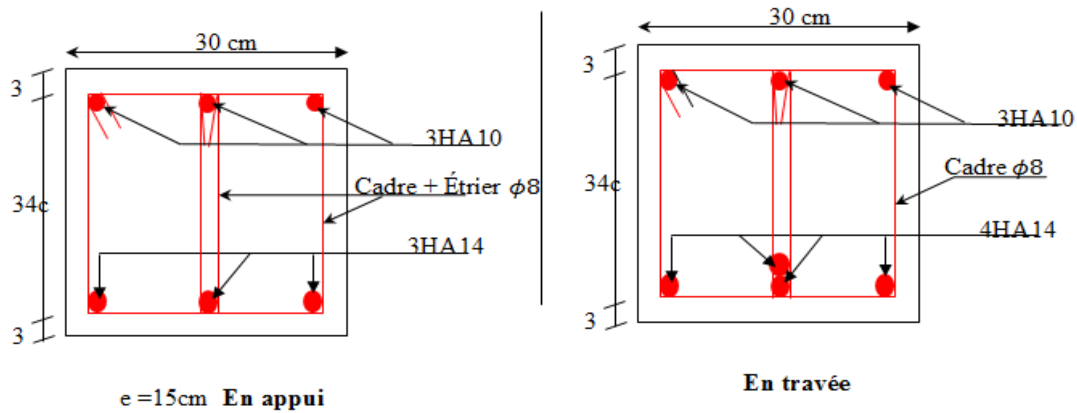


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.6. Acrotère

➤ Pour la terrasse inaccessible

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

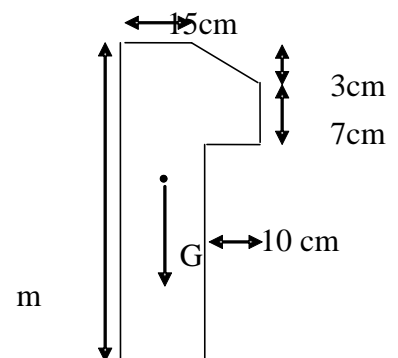


Figure III.23. Vue en plan d'un acrotère

➤ Evaluation des charges

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment:e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 KN$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment:e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24 KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88 KN.$$

$$Q = 1 KN$$

La force sismique :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [3]$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone III, $A = 0,25$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,88 = 1,38 \text{ KN}.$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,085 \text{ m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,32 \text{ m}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2,88 \text{ KN} \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}.$$

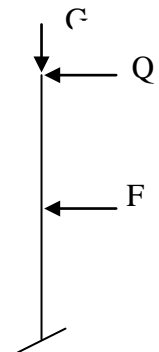
$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1,38 \times 0,32 = 0,441 \text{ KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

➤ **Combinaisons d'actions :**

Tableau III.31. Combinaison d'action

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60



➤ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

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

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KNm}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}) = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 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.

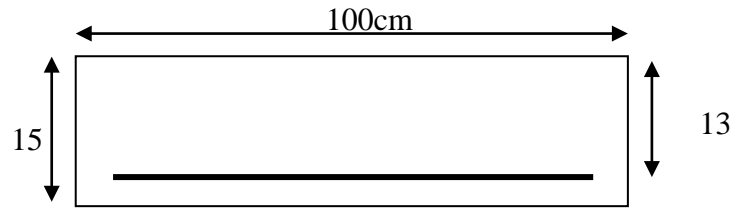
l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15 cm.

Donc :

$$e_2 = 0.58 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256 \text{ m}$$



➤ Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1 \text{ KNm}$$

Selon le **BAEL 91** :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

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

D'où :

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129 \text{ m}.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{ cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Figure III.24. Section à ferrailer.

Ce qui fait $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

a) Armatures de répartition:

Calcul des espacements : $A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{1} = 0.502 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

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

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

➤ **Vérifications à L'ELS**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad [2]$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s \text{ C'est vérifié.}$$

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

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

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

On $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

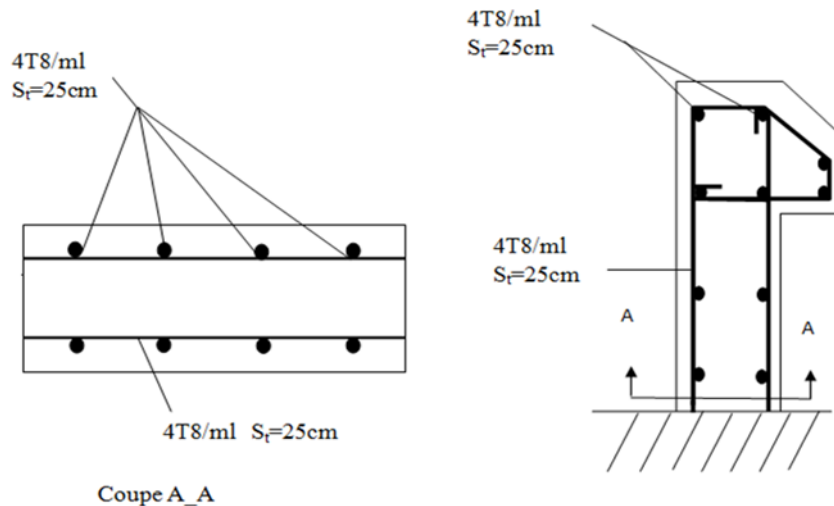


Figure III.25. *Schéma de ferrailage de l'acrotère*

Conclusion :

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure. Après les avoir pré dimensionné, les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents types de poutrelles de notre structure.

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm a été ferrillée avec un quadrillage d'armatures (treilles soudé)

Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle pleine.

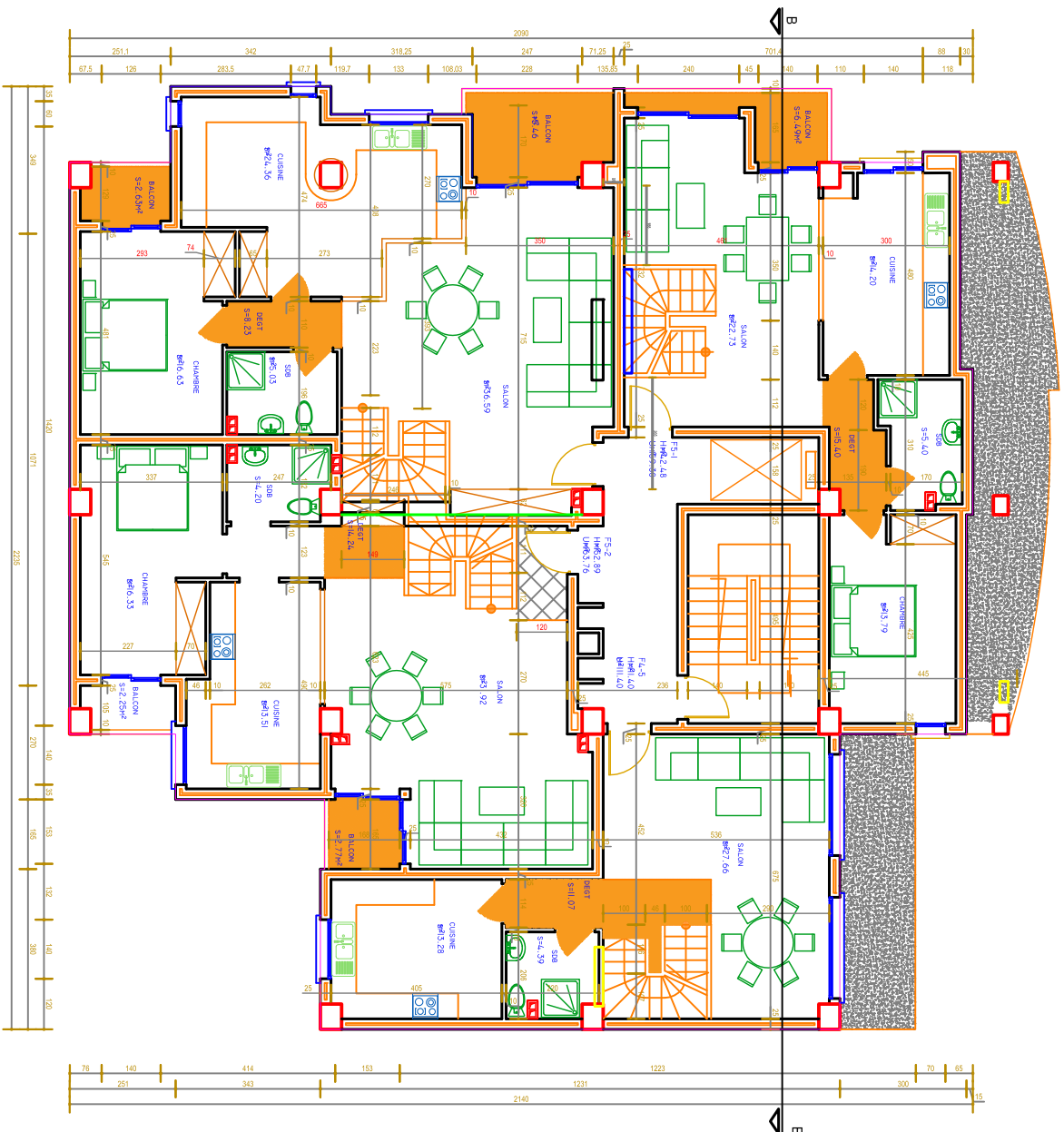
L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles en vigueur.

Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage de ces derniers a été fait à la flexion simple.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

Enfin on a étudié et donc calculé le ferrailage d'assesseur. Qui se fait à la flexion simple.

Number of Children	Frequency
0	50
1	166
2	615
3	168
4	346
5	520
6	700
7	240



V.1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments structuraux, les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux - poutres) et les voiles.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

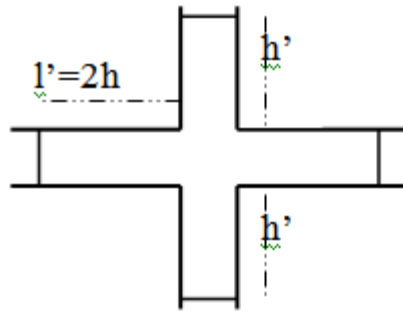
Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

- * $1.35G + 1.5Q$; * $G + Q$
- * $G + Q \pm E$; * $0.8G \pm E$

➤ **Recommandations du RPA99.V2003**

✓ **Les armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.9 \% \times b_1 \times h_1$ en zone III.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20cm en zone (III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

Figure V.I. Zone nodale

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
<i>Sous sol 1,2,RDC</i>	65×60	35,1	156	234
<i>1 et 2^{ème} étages</i>	60×55	29,7	132	198
<i>3 et 4^{ème} étages</i>	55×50	24,75	110	165
<i>5 et 6^{ème} étages</i>	50×45	20,25	90	135
<i>7^{ème} étages</i>	45×40	16,2	72	108

✓ Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone III :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$zone III

Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} \left(b_1/2, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right)$zone III

Où : Φ_L^{\min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{\min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

RPA99.V2003

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

✓ Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **SAP2000V19**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

✓ Sollicitations des poteaux

✓ **Tableau V. 2.** Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$	
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)
S-sol et RDC	3514,57	48,906	1373,49	40,3542	236,6736	-538,75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	-3041,553	115,3295	688,598	19,5729	-328,3039	-1931,927
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	-2117,958	88,0348	83,671	21,0513	-260,8258	-1434,036
5 ^{er} et 6 ^{ème}	-1217,907	78,4291	153,326	40,387	-167,3936	-607,41
7 ^{ème}	- 476,523	5,0795	85,324	4,4854	190,259	-224,928

✓ **Ferraillage des poteaux**

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau de Sous-sol (65×60)cm²:

b = 60 cm ; h = 65 cm

d = 60 cm ; d' = 5 cm

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} ; f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

a) Calcul sous $N_{max} \rightarrow M_{corres} \Rightarrow G + Q - Ey$

$$N_{max} = 3514,57 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = 48,906 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{48,906}{3514,57} \times 100 = 1,39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h/2) = 1015,41 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 917,60 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 4793,88 \text{ KN.m}$$

$$1015,41 \text{ KN.m} < 4793,88 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1015,41 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,6^2 \times 18,47} = 0,225 \Rightarrow \mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,373$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,32}{0,32} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 7,438 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

On a : $\mu_{bu} = 0,225 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,51 \text{ m} \Rightarrow A_1 = \frac{1015,41 \times 10^{-3}}{0,51 \times 348} \times 10^4 = 57,21 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 57,21 - \frac{3514,57 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -43,78 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

✓ **Armatures longitudinale**

Tableau V. 3. Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
S-sol et RDC	65×60	33,1	35,1	12HA20 = 37,7
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	60×55	25,3	29,7	12HA16 + 4HA14 = 30,29
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	55×50	23	24,75	12HA14 + 4HA16 = 26,51
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	50×45	19,6	20,25	8HA14 + 8HA12 = 21,37
7 ^{ème} étages	45×40	14,6	16,2	12HA14 = 18,47

✓ **Armatures transversales**

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple poteau de galerie commerciale (65×60):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,51}{0,65} = 4,375 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : A_t = \frac{3,75 \times 106,709 \times 10^{-3} \times 16}{60 \times 400} \times 10^4 = 2,67 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 50 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} \left(b_1/2, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right)$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda_g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 60) = 3,25 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (14 \times 60) = 4,55 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 6 cadre **HA10= 4,71 cm²**

✓ **Résultats du calcul des armatures transversales**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	S- sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	7 ^{ème} étages
Section (cm ²)	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,4
L ₀ (cm)	251	251	251	251	251
L _f (cm)	175,7	175,7	175,7	175,7	175,7
λ_g	2,7	2,928	3,194	3,514	3,888
ρ_a	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
Vu(kn)	133,368	213,621	167,135	88,903	58,733
L _r (cm)	80	80	80	70	70
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	14	14	14	12	14
A _{cal} (cm ²)	2,69	4,67	3,98	2	1,71
A _{min} (cm ²) z.nodale	3,25	3	2,75	2,5	2,25
A _{min} (cm ²) z.courante	4,55	4,2	3,85	3	3,15

$A^t_{\text{adopté}} (\text{cm}^2)$	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
Nombre des cadres	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10

✓ **Vérifications**

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

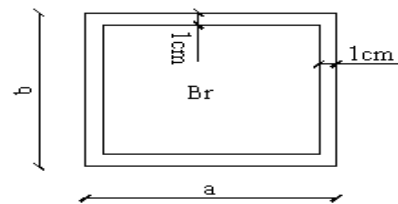
➤ **Exemple de calcul**

On prend par exemple le poteau de RDC (65×60):

$$l_0 = 2,51\text{m et } N_{\text{max}} = 3514,57\text{KN.}$$

$$N_{\text{max}} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases} \text{ Coefficients de sécurité béton, acier.}$$



α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

Figure V. 2. Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

l_f : Longueur de flambement ($0,7 \times l_0 = 1,757\text{m}$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,65^2}{12}} \Rightarrow i = 0,187\text{m}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

λ élancement du poteau prise $\lambda = 3,46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{1,757}{0,6} = 10,13 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{10,13}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,835.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (65 - 2) \times (60 - 2) = 3654 \text{ cm}^2 = 0,3654 \text{ m}^2$$

$$N_d = 0,835 \times \left[\frac{0,3654 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 36,45 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 7163,42 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 3514,57 \text{ KN} < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
S- Sol +RDC	65×60	2,51	1,757	10,13	0,835	36,45	0,3654	6708,80	3514,57	vérifiée
1,2ème étages	60×55	2,51	1,757	11,05	0,833	30,29	0,3074	5619,54	3041,553	vérifiée
3,4ème étages	55×50	2,51	1,757	12,15	0,829	26,51	0,2544	4669,92	2117,958	vérifiée
5,6ème étages	50×45	2,51	1,757	13,5	0,825	21,37	0,2064	3766,27	1217,907	vérifiée
7ème étages	45×40	2,51	1,757	15,19	0,819	18,47	0,1634	3004,38	476,523	vérifiée

On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

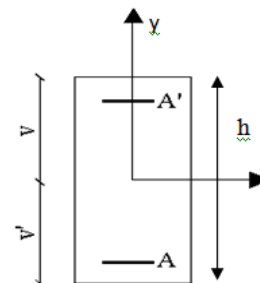


Figure V. 3. Section d'un poteau

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6. Vérification des contraintes dans le béton dans les poteaux

Niveau	S-sol+ RDC	1,2ème étages	3,4ème étages	5,6ème étages	7ème étages
Section (cm²)	65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40
d (cm)	63	57	52	47	42
A (cm)	36,45	30,29	26,51	21,37	18,47
S (m²)	0,4446	0,3754	0,3147	0,2570	0,2077
V (cm)	36,25	33,26	30,59	27,74	25,10
V' (cm)	28,75	26,74	24,41	22,26	19,9
I_{yy'} (m⁴)	0,0278	0,0195	0,0138	0,0092	0,0060
N_{ser}(MN)	-2,5584	-2,2143	-1,5425	-0,8881	-0,3488
M_{ser}(MN.m)	0,1014	0,0837	0,0809	0,0748	0,1391
M_{serG}(MN.m)	0,1973	0,1558	0,1315	0,0991	0,1481
σ_{bc1} (MPa)	8,32	8,55	7,81	6,44	7,87
σ_{bc2} (MPa)	3,71	3,76	2,57	1,05	3,23
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

b) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99 Version 2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d(cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S- Sol +RDC	65 × 60	175,7	2,7	0,04	63	133,368	0,352	1	<i>vérifiée</i>
1,2ème étages	60 × 55	175,7	2,928	0,04	57	213,621	0,681	1	<i>vérifiée</i>
3,4ème étages	55 × 50	175,7	3,194	0,04	52	167,135	0,642	1	<i>vérifiée</i>
5,6ème étages	50 × 45	175,7	3,514	0,04	47	88,903	0,420	1	<i>vérifiée</i>
7ème étages	45 × 40	175,7	3,888	0,04	42	58,733	0,349	1	<i>vérifiée</i>

✓ **Dispositions constructives**

▪ **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 50 \times \phi :$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm.}$$

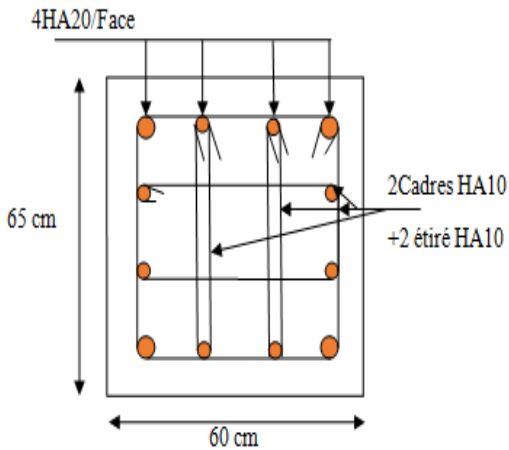
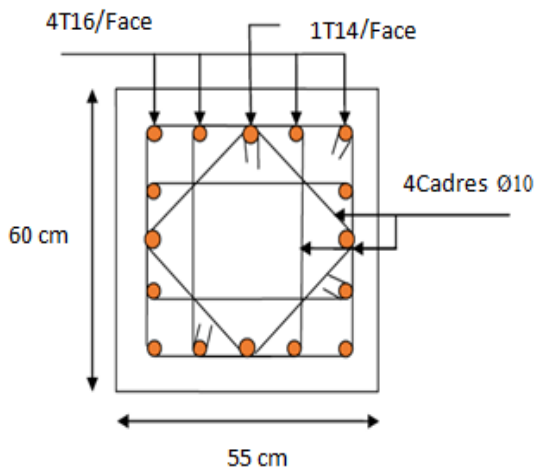
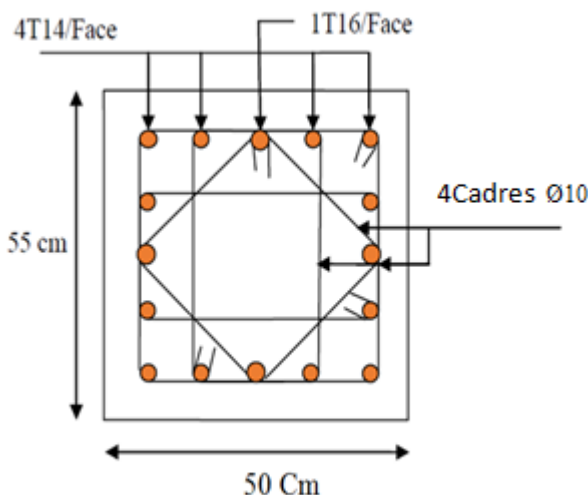
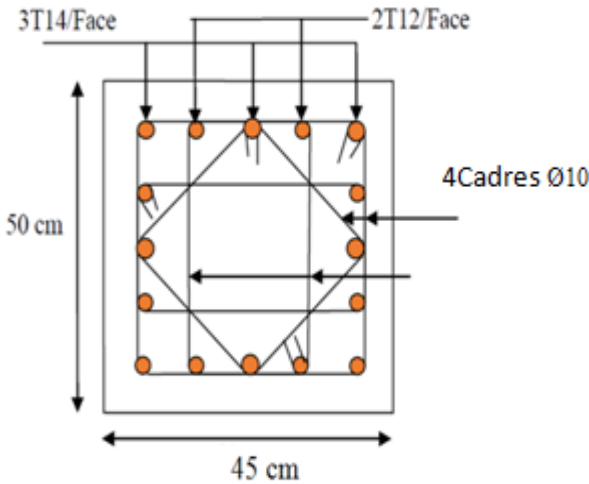
$$\text{On adopte : } L_r = 80 \text{ cm.}$$

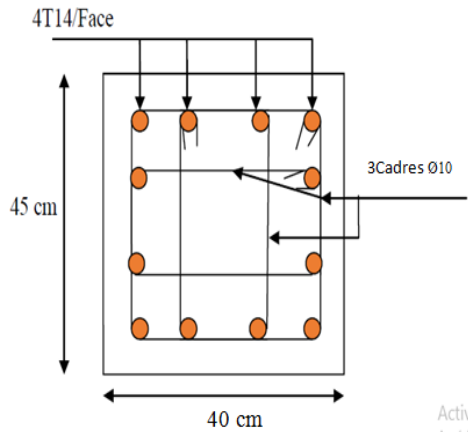
$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

✓ **Schéma de ferrailage des poteaux**

Tableau V. 7. *Ferraillage des sections des poteaux*

S-sol+RDC	1+2 étages
 <p>4HA20/Face 65 cm 60 cm 2Cadres HA10 +2 étiré HA10</p>	 <p>4T16/Face 60 cm 55 cm 1T14/Face 4Cadres Ø10</p>
3,4ème étages	4,5ème étages
 <p>4T14/Face 55 cm 50 cm 1T16/Face 4Cadres Ø10</p>	 <p>3T14/Face 50 cm 45 cm 2T12/Face 4Cadres Ø10</p>
7ème étages	



Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000.V19**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

$$\begin{array}{ll} * 1.35G + 1.5Q & G + Q \\ * G + Q \pm E & 0.8G \pm E \end{array}$$

➤ Recommandation 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 $50 \times \phi$ (zone III)
avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- 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'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003

Tableau V. 8. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Principale</i>	30 × 55	8,25	66	99
<i>Secondaire</i>	30 × 40	6	48	72

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 9. Les sollicitations les plus défavorables

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
<i>RDC et 2 sous-sols</i>	174,38	-303,48	260,80	89,14	-97,78	59,47
<i>Les étages courants</i>	244,93	-314,16	340,07	154,35	-164,83	115,89
<i>Terrasse inaccessible (étage 6, 7)</i>	167,21	-303,51	250,39	98,63	-113,56	64,34

➤ Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×55) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes $\begin{cases} M_a = -303,48 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELU) \\ M_t = 147,38 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (ELA) \end{cases}$

▪ Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{303,48 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,52^2 \times 18,47} = 0,202 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,202 \geq 0,186$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,202)}) = 0,284$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,460m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{303,48 \times 10^{-3}}{0,460 \times 348} \times 10^4 = 17,1cm^2$$

▪ Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{174,38 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,52^2 \times 18,47} = 0,116 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,116 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,154$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,487m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{174,38 \times 10^{-3}}{0,487 \times 348} \times 10^4 = 10,28cm^2$$

Le ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V. 10. Armatures longitudinales dans les poutres

Niveaux	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous-sol+ RDC	PP	30×55	Appuis	16,5	8,25	17,09	4HA20+4HA12
			Travée	10,28		10,68	4HA14+4HA12
	PS	30×40	Appuis	7,1	6	10,68	4HA14+4HA12
			Travée	6,4		10,68	4HA14+4H12

Les étages courants	PP	30×55	Appuis	17,1	8,25	17,09	4HA20+4HA12
			Travée	12,9		14,2	4HA16+4HA14
	PS	30×40	Appuis	12,7	6	14,2	4HA16+4HA14
			Travée	11,8		12,06	4HA16+4HA12
Terrasse inaccessible	PP	30×55	Appuis	16,5	8,25	17,09	4HA20+4HA12
			Travée	10		10,68	4HA14+4HA12
	PS	30×40	Appuis	8,4	6	10,68	4HA14+4HA12
			Travée	8,24		10,68	4HA14+4HA12

b. Les armatures transversales

➤ Diamètre des armatures transversales

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91(Article H.III.3)}$$

✓ Poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(1,2; \frac{55}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,57; 3) \text{cm}$$

✓ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \text{cm} = \min(1,2; 1,14; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{cm}\right)$.

- Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(13,75 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 10 \text{cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14,4 \text{cm}; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t = 8 \text{cm}$**

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \Rightarrow$ Soit : **$S_t = 20 \text{cm}$**

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : $S_t=15\text{cm}$

1) Vérifications des armatures transversales

* Pour les poutres principales:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2$$

* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$A_t = 2,01\text{ cm}^2 > A_{t\min} = 1,8\text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ Vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99\text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres principales.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44\text{cm}^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{\text{cal}}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V. 11. Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Principales	340,07	2,06	3,33	Vérifiée
Secondaires	115,59	0,96	3,33	Vérifiée

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

▪ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ **BAEL91 (Art IV.1)**

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ BAEL91 (Art IV.2)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12. Vérification au cisaillement

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principales	17,09	340,07	-314,11	9,77	-8,46	Vérifiée
Secondaires	14,2	115,89	-164,83	3,33	-9,83	Vérifiée

❖ Vérification à l'ELS

• L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V. 13. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-227,23	22,46	393643,72	12,96	15	Vérifiée
	Travée	115,61	19,77	227121,42	10,06	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-39,68	16,89	145431,83	4,6	15	Vérifiée

	Travée	32,31	15,93	155197,38	3,31	15	Vérifiée
--	--------	-------	-------	-----------	------	----	----------

- **Vérification de la flèche :** D'après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la

flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{775} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,07 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{14,2 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,52} = 0,009 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

✓ **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{570} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,07 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12,06 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,37} = 0,001 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

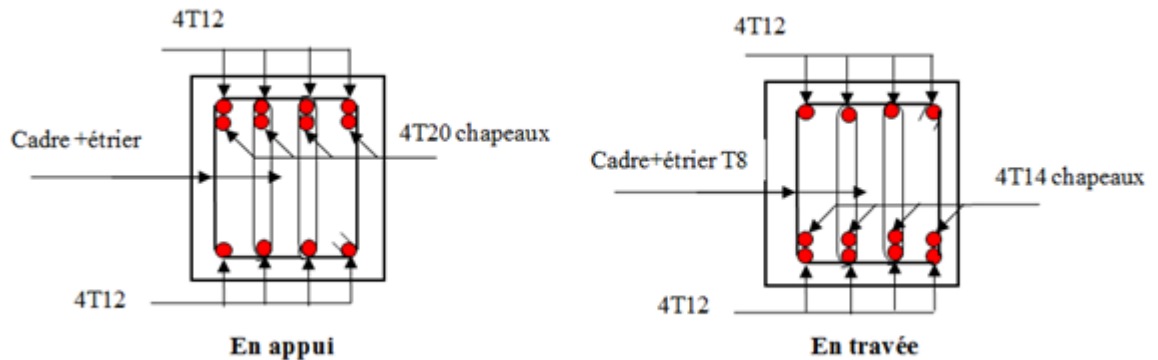


Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres principale RDC et sous-sol

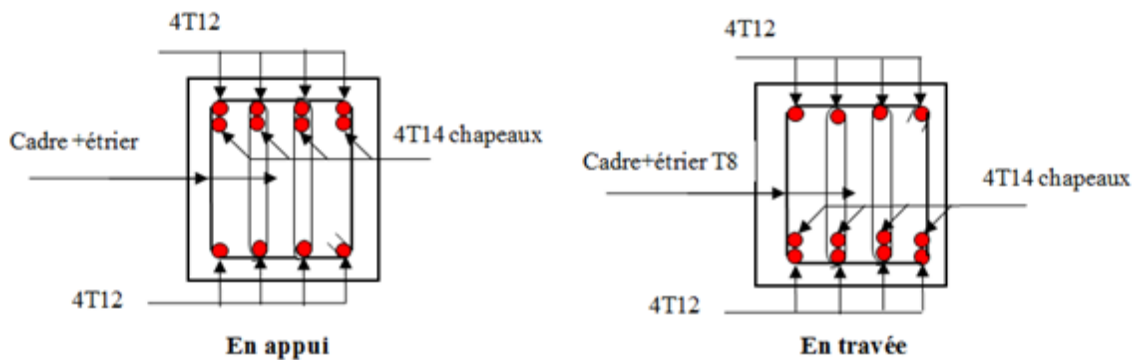


Figure V. 5 .Schéma de ferrailage des poutres secondaires RDC et sous sol

➤ Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

.....RPA99/2003(art7.6.2)

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Cependant, cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

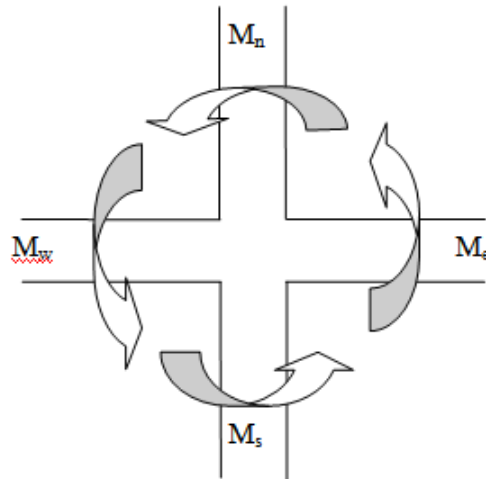


Figure V. 6. Les moments dans la zone nodale

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

✓ Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $Z=0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V. 14. Moment résistant dans les poteaux

Niveaux	poteaux				
	h (cm)	z (cm ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
S. sol et RDC	65	58,5	37,7	348	742,04
1,2 ^{ème} étages	60	54	30,29	348	569,20
3,4 ^{ème} étages	55	49,5	26,51	348	456,66
5,6 ^{ème} étages	50	45	21,37	348	334,65
7 ^{ème} étages	45	40,5	18,47	348	260,31

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 15. Moments résistants dans les poutres principales

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
Sous-sol et RDC	55	49,5	17,09	294,39
Etages courantes	55	49,5	17,09	294,39
Terrasse inaccessible	55	49,5	17,01	294,39

Tableau V. 16. Moments résistants dans les poutres secondaires

Niveau	h (m)	z (m)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
Sous-sol et RDC	40	36	10,68	133,79
Etages courantes	40	36	14,2	177,89
Terrasse inaccessible	40	36	10,68	133,79

➤ Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant

Tableau V. 17. Vérification de la zone nodale

Niveau	sens	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
RDC	x-x	742,04	742,04	1484,08	133,79	133,79	344,47	Vérifiée
	y-y				294,39	294,39	735,9	Vérifiée
Etage1,2	x-x	569,20	569,20	1138,4	177,89	177,89	444,72	Vérifiée
	y-y				294,39	294,39	735,9	Vérifiée
Etage3,4	x-x	456,66	456,66	913,32	177,89	177,89	444,72	Vérifiée
	y-y				294,39	294,39	735,9	Vérifiée
Etage5,6	x-x	334,65	334,65	669,3	177,89	177,89	444,72	Vérifiée
	y-y				294,39	294,39	735,9	Non vérifiée
Etage7	x-x	260,31	260,31	520,62	133,79	133,79	344,47	Vérifiée
	y-y				294,39	294,39	735,9	Non vérifiée

NB : Le sens x-x pour les poutres secondaires et le sens y-y pour les poutres principales.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

➤ Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

✓ Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

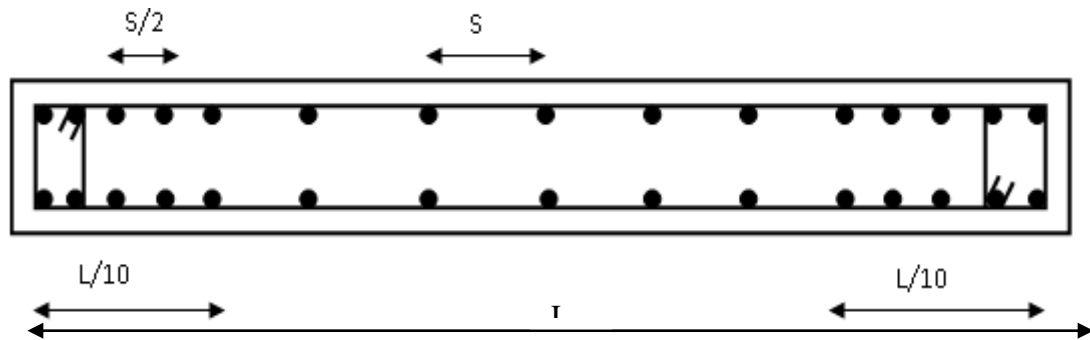


Figure V. 7. Disposition des armatures verticales

✓ **Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

✓ **Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

✓ **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1,4V_u$

✓ **Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- $A_{\min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
- $A_{\min} = 0.10\% \times e \times h$ dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

L'espacement $S_t = \min \left(1.5 \times e ; 30cm \right)$ avec e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **SAP2000** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

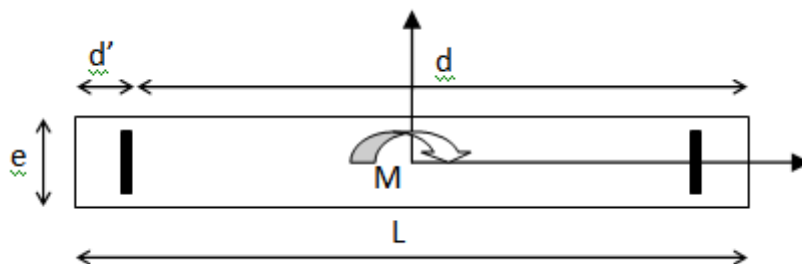


Figure V. 8. Schéma d'un voile pleine

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$)

A_v^{\min} : section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{\min} / \text{ten} = 0,2\% \times e \times L_t$)
- A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée ($A_v^{\min} / \text{comp} = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

➤ Calcul des sollicitations

• Sens x-x' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{xI}=2,2\text{ m}$

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N(KN.m)	M(KN)	M (KN)	N(KN.m)	
RDC	1994,902	75,2568	313,694	-2122,69	2203,071	1891,815	-725,16
1,2ème étages	1661,768	85,3406	572,952	-298,045	1500,186	1088,636	-669,50
3,4ème étages	1127,72	-11,34	191,807	-696,032	-697,599	331,684	-465,94
5,6ème étages	687,339	275,9863	-40,243	-300,061	-302,736	31,657	-259,28
7ème étages	182,27	111,7699	7,782	-241,978	-256,446	28,899	-152,07

• Sens y-y' :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{yI}=2m$

Niveau	N_{max} et M_{corres}		M_{max} et N_{corres}		N_{min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	2519,31	2223,86	2223,86	2519,31	-982,62	-2096,76	669,41
1,2ème étages	1496,58	1407,96	1407,96	1496,58	-203,54	-1273,44	555,56
3,4ème étages	845,66	78,05	530,42	735,48	230,80	-452,27	335,76
5,6ème étages	642,38	267,91	267,91	642,38	-110,46	-140,57	186,13
7ème étages	189,12	164,46	179,06	175,34	-65,14	-310,49	-173,78

Tableau V. 20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2} = 2m$

Niveau	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1474,45	1334,32	1334,32	1474,45	-575,87	-1271,18	379,78
1,2ème étages	872,28	887,28	887,28	872,28	-164,94	-833,98	332,40
3,4ème étages	391,94	341,34	341,34	391,94	58,42	-287,92	199,5
5ème étage	204,81	200,12	200,12	204,81	-59,24	-149,61	98,91

Tableau V. 21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3} = 2m$

Niveau	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1389,71	1308,37	1308,37	1389,71	-617,41	-1272,17	355,17
1,2ème étages	820,44	837,80	838,89	749,40	-181,08	-848,77	303,14
3,4ème étages	383,97	320,86	320,86	383,98	39,40	-298,49	183
5,6ème étages	336,05	119,49	119,49	336,05	-122,49	-72,16	103,10

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x' :

Tableau V. 22. Ferrailage du voile $V_{x1} = 2,2 m$

Voile VX1					
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7
l(m)	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	313,694	1088,636	191,807	32,657	7,782
M(KN.m)	-2122,69	1500,186	-696,032	-302,736	-241,978
d (m)	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15

V(KN)	-725,161	-669,502	-465,947	-259,28	-152,079
τ (MPa)	-2,36	-2,91	-2,02	-1,13	-0,66
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	6,12	5,2	3,36	4,21	3,65
$A^{min}(cm^2)$	6,6	4,95	4,95	4,95	4,95
$I(m^4)$	0,022183333	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375
$v(m)$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
σ_1 (MPa)	-104,54	102,48	-45,44	-19,92	-15,97
σ_2 (MPa)	105,97	-95,89	46,60	20,11	16,02
$l_t(cm)$	163,5	0	0	223,58	747,37
$l_c(cm)$	-324,8	2,2	2,2	-444,96	-1492,54
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	654	0	0	670,74	2242,11
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	-649,6	3,3	3,3	-667,44	-2238,81
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	-2,95	-2,72	-1,90	-1,06	-0,62
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V. 23. Ferrailage du voile $V_{y1} = 2$ m

Voile Vy1					
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage5-6	Etage 7
l(m)	2	2	2	2	2

e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-982,62	-203,54	203,8	-110,46	65,14
M(KN.m)	2096,76	-1273,44	452,27	-140,57	-310,49
d (m)	1,95	1,95	1,95	1,95	1,95
V(KN)	669,49	555,56	335,76	186,13	-173,13
τ (MPa)	2,40	2,66	1,61	0,89	-0,83
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	5,47	4,39	3,02	2	3,11
$A^{min}(cm^2)$	6	4,5	4,5	4,5	4,5
$I(m^4)$	0,022183333	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375
$v(m)$	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	92,06	-77,22	27,86	-8,82	-18,44
σ_2 (MPa)	-96,98	75,86	-26,50	8,08	18,88
$l_t(cm)$	1,03	0	0	-21,95	86,95
$l_c(cm)$	-0,06	2	2	45,9	-171,9
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	4,12	0	0	-65,85	260,85
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	-0,12	3	3	68,85	-257,85
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA10+8HA 8	4HA10+8HA 8	4HA10+8HA 8	4HA10+8HA 8	4HA10+8HA 8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	3,00	2,49	1,51	0,84	-0,78
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45

$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
----------------	------	------	------	------	------

Tableau V. 24. Ferrailage du voile $V_{y2}=2m$

Voile Vy2				
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage5-6
$l(m)$	2	2	2	2
$e(m)$	0,2	0,15	0,15	0,15
$N(KN)$	-575,87	-164,94	58,42	-59,24
$M(KN.m)$	-1271,18	-833,98	-287,92	-149,61
$d(m)$	1,95	1,95	1,95	1,95
$V(KN)$	379,78	332,4	199,5	98,91
$\tau(MPa)$	1,36	1,59	0,95	0,47
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	5,5	2,87	3,78	1,23
$A^{min}(cm^2)$	6	4,5	4,5	4,5
$I(m^4)$	0,022183333	0,0166375	0,0166375	0,0166375
$v(m)$	1	1	1	1
$\sigma_1(MPa)$	-58,74	-50,68	-17,11	-9,19
$\sigma_2(MPa)$	55,86	49,58	17,50	8,79
$l_t(cm)$	-38,8	0	0	-44,54
$l_c(cm)$	79,6	2	2	91,08
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	-155,2	0	0	-133,62
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	159,2	3	3	136,62

$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopt \acute{e}}$	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
$S_t (m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,70	1,49	0,90	0,44
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopt \acute{e}}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau V. 25. Ferrailage du voile $V_{y3}=2m$

Voile Vy3				
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5
l(m)	2	2	2	2
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15
N(KN)	-617,41	-181,08	39,4	-122,01
M(KN.m)	-1272,17	-848,77	-298,49	-72,16
d (m)	1,95	1,95	1,95	1,95
V(KN)	355,17	303,14	183	103,1
τ (MPa)	1,27	1,45	0,88	0,49
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	6	4,5	4,5	4,5
$I(m^4)$	0,022183333	0,0166375	0,0166375	0,0166375
$v(m)$	1	1	1	1
$\sigma_1(MPa)$	-58,89	-51,62	-17,81	-4,74
$\sigma_2(MPa)$	55,80	50,41	18,07	3,93

$l_t(m)$	-36,15	0	0	-9,66
$l_c(m)$	74,3	2	2	21,32
$A_{tendu}^{min} (cm^2)$	-144,6	0	0	-28,98
$A_{courant}^{min} (cm^2)$	148,6	3	3	31,98
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
$S_t (m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,59	1,36	0,82	0,46
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

➤ Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_x (RDC)

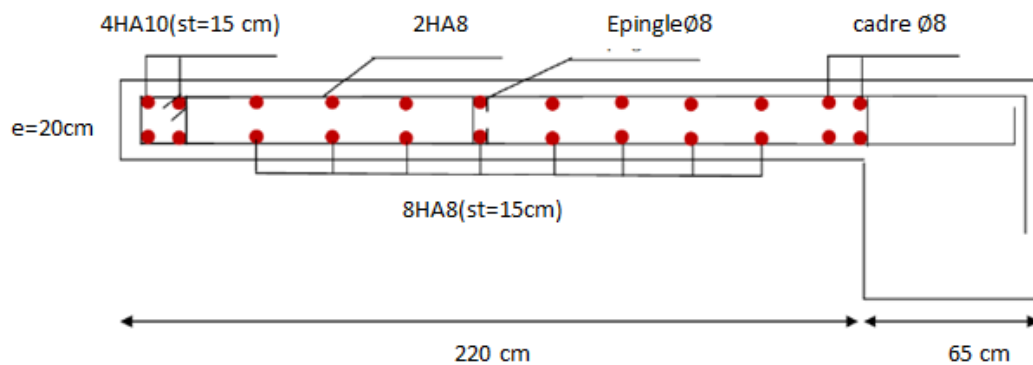


Figure V. 9. Schéma de ferrailage du voile $V_x = 2,2 m$

V.4 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du **RPA99/2003** est souvent plus important que celui calculé par les **BAEL91/99**. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **Sap2000/V19**. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel **Sap2000/V19**.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **RPA99/2003** et le **BAEL91**

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol, les fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, les 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 Etude des fondations**VI.2.1 Choix du type des fondations**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.

VI.2.2 Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol au lieu dit SELLAT EL BAHAIER (rue des orangés) sur la commune de KOLEA, TIPAZA» on permit de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.
- Après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques suivant :

D (encrage)=5,4 m ; Q_{adm} =1,5 bar (contrainte admissible) ; $C=0\text{KN/m}^2$ (Cohésion) ;

$\gamma=19,8\text{ KN/m}^3$ (Poids volumique) ; $\theta=22^\circ$ (angle de frottement interne)

VI.2.3 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**VI.2.3.1 Semelles isolées****A/Combinaisons d'actions à considérer**

D'après le **RPA99/Version 2003(Article 10.1.4.1)**les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

➤ $G + Q \pm E$

➤ $0.8 \times G \pm E$

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$

N=3463,78KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel **SAP12000V19**)

Donne :

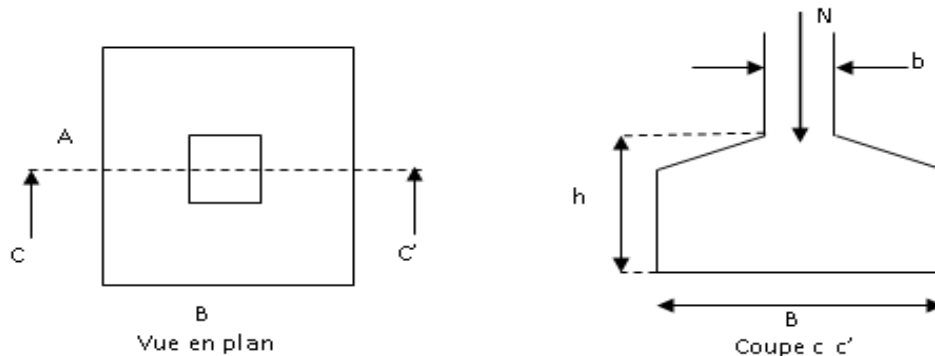


Figure VI. 1.Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

on remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{3,46378}{0.15}} = 5m$$

L_{min} (entre axe de poteaux) = 3,99C m ; On remarque qu'il y'aun chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteauxN1, N2, N3, N4, N5

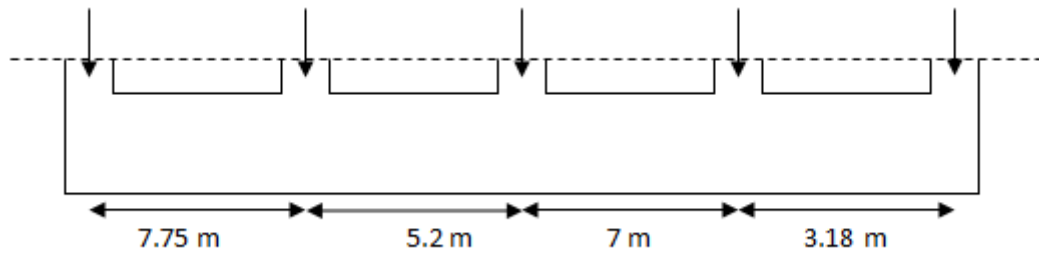


Figure VI. 2. semelle filantes

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=7} = 2549,79 + 3463,78 + 3148,27 + 1569,56 + 143,55 = 10874,95 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10874,95 \times 10^{-3} \times 1,1}{0,15 \times 23,13} = 3,44 \text{ m}$$

Vu la distance entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il ya chevauchement entre les deux semelles donc on doit passer a radier general.

❖ Radier général nervuré

Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

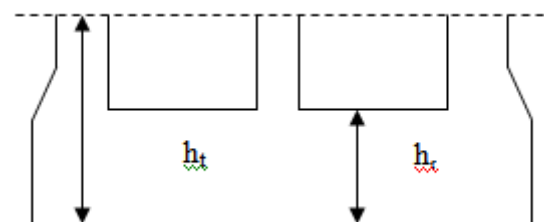


Figure VI.3. Dimension du radier.

➤ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_n : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 7,75 \text{ m}$

Ce qui donne : $h_t \geq 77,5 \text{ cm}$

$$h_r \geq 38,75 \text{ cm}$$

➤ La condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 1,5 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,71 \text{ m}$$

Donc : $h_t \geq 0,71 \text{ m}$

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{40,148486}{0,15} = 267,65 \text{ m}^2$

$$S_{\text{radier}} = 267,65 \text{ m}^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 483,417 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

➤ Condition de cisaillement :

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1 \text{ m}}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{51161,629 \times 7,75 \times 1}{2 \times 267,65} = 740,711 \text{ KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{740,711 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,592 \text{ m}$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 483,417 \text{ m}^2$.

➤ Les vérifications :

• Vérification au poinçonnement

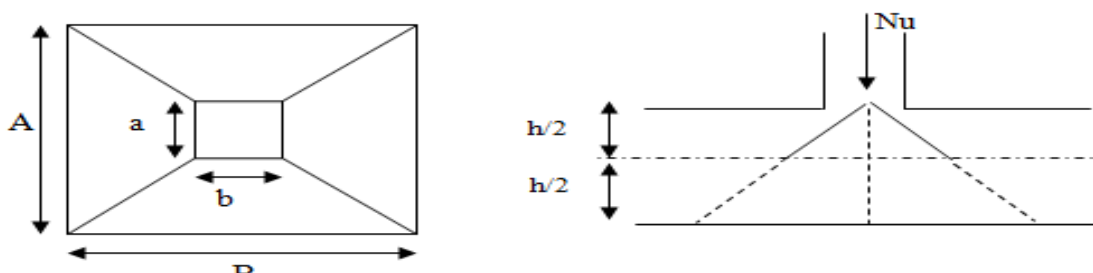


Figure VI. 4. Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,6m$. ; $b = 0,65 m$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 0,8 = 1,4 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,8 = 1,45 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,7 m$$

$$N_d = 4,29444 MN \leq 0,045 \times 5,7 \times 0,8 \times \frac{25}{1,15} = 4,46 MN$$

Vérifiée (pas d'armatures d'effort tranchant)

➤ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel **SAP2000V20**.

D'après le logiciel **GEOSEC** on a les caractéristiques suivante:

$$I_{xx} = 17596,76 m^4 \text{ et } X_G = 11,565 m$$

$$I_{yy} = 21552,20 m^4 \text{ et } Y_G = 10,45 m$$

Et d'après le **SAP2000.19** on a:

$$M_x = 372872,37 \text{ KN.m} ; \quad M_y = 408016,42 \text{ KN.m} \text{ et } N = 10874,95 \text{ KN}$$

• Dans le sens x-x

$$\sigma_{\max} = \frac{10,874}{483,417} + \frac{408,016}{17596,76} \times 11,565 = 0,290 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{10,874}{483,417} - \frac{408,016}{17596,76} \times 11,565 = -0,245 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,29 - 0,245}{4} = 0,15 MPa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 MPa$$

• Dans le sens y-y

$$\sigma_{\max} = \frac{10,874}{483,417} + \frac{372,872}{21552,20} \times 10,45 = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{10,874}{483,417} - \frac{372,872}{21552,20} \times 10,45 = -0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,112 \text{ MPa} < 0,15 \text{ MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicitée à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 7,75 \text{ m}$ et $L_y = 5,7 \text{ m}$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

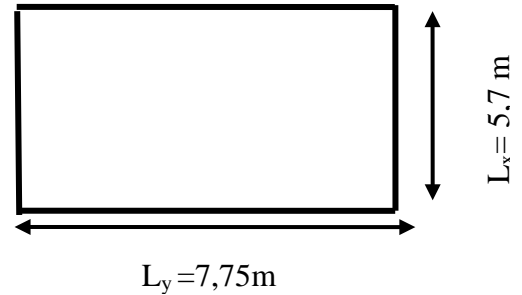


Figure VI. 5. .Dalle sur quatre appuis.

➤ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + 1,35 G_0 \Rightarrow q_u = \frac{51161,629}{483,417} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 119,33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} + G_0 \Rightarrow \frac{40148,486}{483,417} + 10 = 93,05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,7}{7,75} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0646 \times 119,33 \times 5,7^2 = 250,45 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4780 \times 250,45 = 119,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 212,88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 89,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_x = -125,22 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -59,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases} \dots\dots\dots (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0708 \times 93,05 \times 5,7^2 = 214,04 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6188 \times 214,04 = 132,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 181,93 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 99,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -107,02 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -66,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

➤ Calcul de A_{\min}

$$\left. \begin{matrix} e > 12 \text{ cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.73}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3,63 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Espacement des armatures

Pour les deux sens : $S_t \leq \min (2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1. Ferrailage du radier

Position	Sens	M_u KN.m	A_{Cal} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	A_{Choisit} (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	212,88	17,56	3,17	10HA16 = 20,11	10
	Selon y	89,78	7,14	2,8	5HA14 = 7,7	20
En appuis	Selon x	-125,22	10,05	3,17	5HA16 = 10,05	20
En appui	Selon y	-59,85	6,26	2,8	5HA14 = 7,7	20

L'ELS

➤ Vérification des contrainte du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2. *Vérifications des contraintes du béton et l'acier.*

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ'_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ'_{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	181,93	12,8	15	663,96	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	99,33	9,39	15	722,08	201,633	Non vérifiée
En appuis	X-X	-107,02	9,13	15	615,54	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	-66,22	6,26	15	481,39	201,633	Non vérifiée

➤ Recalcule à l'ELS : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 3. *les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.*

Position	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm ² /ml)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	179,48	20,11	26,34	9HA20=28,27	11
	Selon y	97,99	7,7	14,07	9HA16=18,1	11
En appui	Selon x	-105,58	10,05	15,26	7HA20=21,99	14
En appui	Selon y	-65,33	7,7	9,38	7HA14=10,78	14

➤ Schéma de ferrailage.

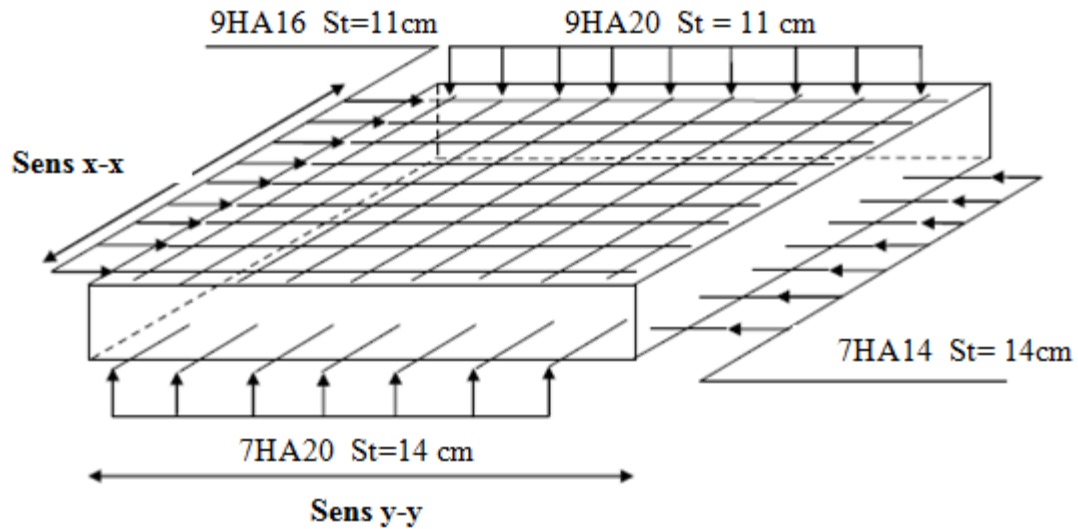


Figure VI. 6. Schéma de ferrailage de radier.

➤ Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = l_x / l_y > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{\max} = 7,75m$

Cas de charge équivalent

➤ **Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges :** $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$

➤ **Cas d'une seule charge :** $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$

➤ **Cas de charges trapézoïdales :** $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$

$$q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{3}) \times l_{xd}$$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

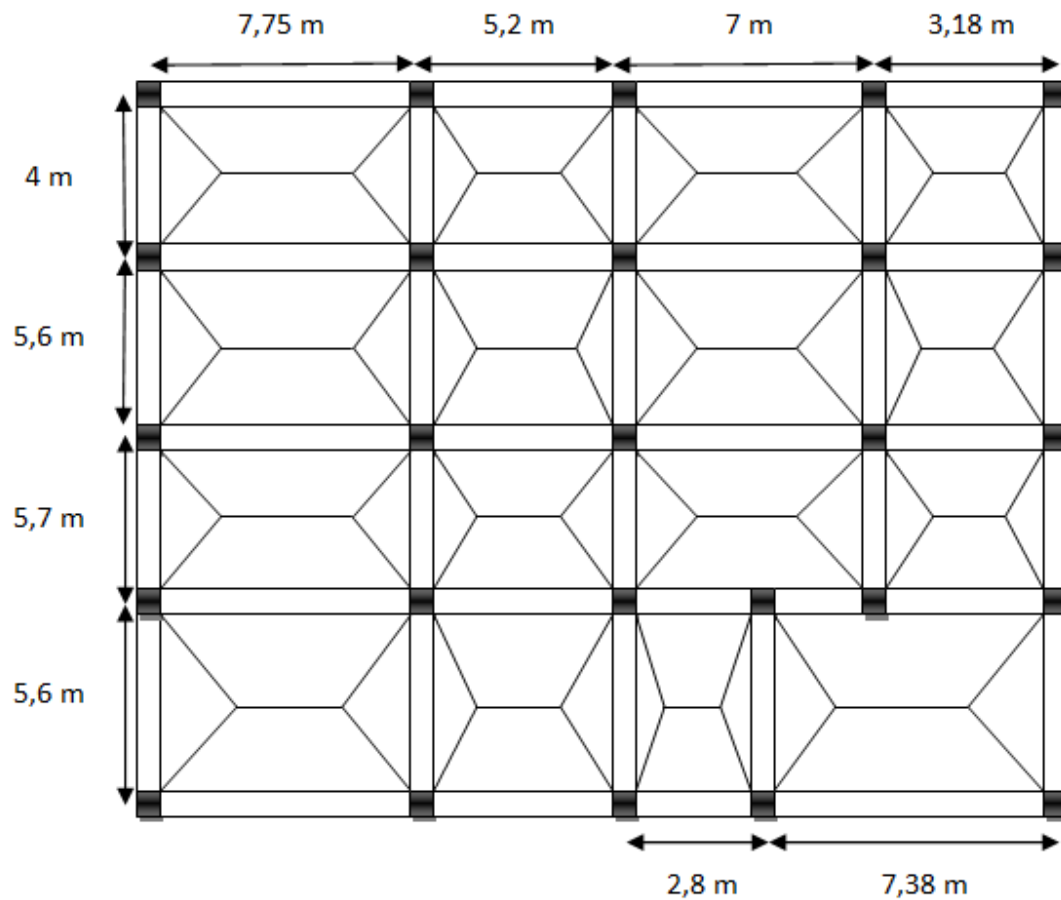


Figure VI. 7. Schémade rupture des dalles de radier.

- **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure se fait de la même manier que les poutrelle (ferrailé en flexion simple).

- **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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l-x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

- Sens XX :

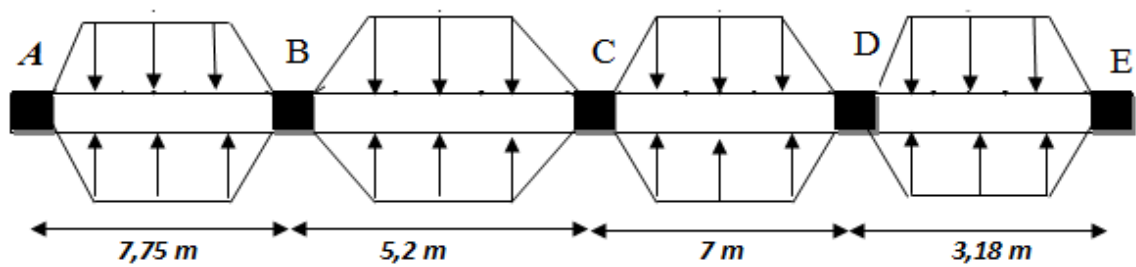


Figure VI. 8. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	500,64	436,99	482,68	501,38
q_m^s (KN/m)	390,38	340,75	376,38	390,96
q_v (KN/m)	399,76	332,45	379,23	400,95

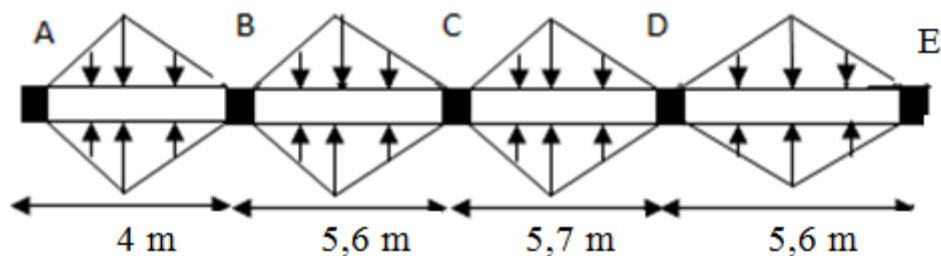


Figure VI. 9. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	318,21	445,5	453,45	445,5
q_m^s (KN/m)	248,13	347,39	353,59	347,39
q_v (KN/m)	238,66	334,12	340,09	334,12

➤ Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1,35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1,35 \times 0,6 \times 0,8 \times 25 = 16,2 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0,6 \times 0,8 \times 25 = 12 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 6. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	7,75	516,84	415,96	0	-2698,74	3,2	3762,94	2648,27	1263,63	-1960,7
BC	5,2	453,19	348,65	-2698,74	-1449,34	3,13	1468,13	-478,57	1146,76	-666,22
CD	7	498,88	395,43	-1449,34	-1396,96	3,15	3055,58	1632,54	1391,49	-1376,53
DE	3,18	517,58	417,15	-1396,96	0	2,43	467,71	142,19	1102,57	-223,97

✓ L'ELS

Tableau VI. 7. *Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.*

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	7,75	402,38	0	-2101,02	3,2	2929,16	2061,37
BC	5,2	352,75	-2101,02	-1128,26	3,13	1142,75	-372,74
CD	7	388,38	-1128,26	-1087,55	3,51	2378,78	1270,96
DE	3,18	402,96	-1087,55	0	2,43	364,13	110,71

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Tableau VI. 8. *Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.*

Travées	L (m)	q_m (KN/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_o (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	4	334,41	254,86	0	-872,87	1,34	597,52	303,58	291,5	-727,94
BC	5,6	461,7	350,32	-872,87	-1201,51	2,67	1806,14	776,4	922,21	-1039,59
CD	5,7	469,65	356,29	-1201,51	-1454,53	2,75	1905,25	581,45	971,04	-1059,82
DE	5,6	461,7	350,32	-1454,53	0	3,36	1736,69	1155,66	1240,64	-721,16

✓ A l'ELS

Tableau VI. 9. *Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.*

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	4	260,13	0	-679,29	1,35	464,8	236,05
BC	5,6	359,39	-679,29	-871,67	2,8	1408,81	729,52
CD	5,7	365,59	-871,67	-1117,39	2,73	1482,21	492,77
DE	5,6	352,09	-1117,39	0	3,36	1323,6	877,93

➤ Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$h=80\text{cm}$$

$$h_0=40\text{cm}$$

$$b_0=65\text{cm}$$

$$d=75\text{cm}$$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{4}{10}; \frac{7,75}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,45\text{m}.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{5,7}{10}; \frac{3,18}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,79\text{m}.$$

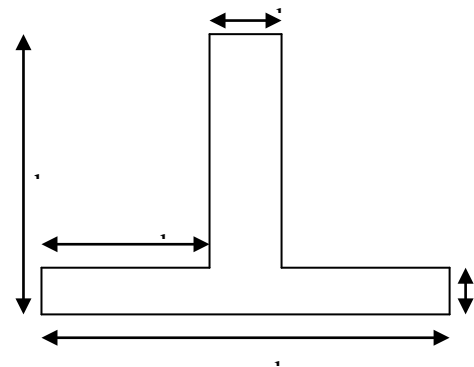


Figure VI. 9. Section à ferrailer.

Remarque : Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).
mais la section a prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI. 10. Résumé des résultats du ferrailage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1263,63	41,21	13,13	44,77	4HA25+8HA20
	Appui	-2698,74	96,19	5,88	96,55	6(HA32+HA25+HA20)
Y-Y	Travée	1155,66	37,05	16,21	37,70	12HA20
	Appui	-1454,53	47,22	5,88	47,95	5(HA25+HA20+HA14)

➤ Les Vérifications

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1960,07 \times 10^{-3}}{1,45 \times 0.75} = 1,8 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1059,82 \times 10^{-3}}{1,79 \times 0,75} = 0.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{1960,07 \times \left(\frac{1.45-0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 1,45 \times 0,4} = 2 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{1059,82 \times \left(\frac{1.79-0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 1.79 \times 0.4} = 1,24 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI. 11. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	1270.96	22.13	2400972.09	11.72 < 15	vérifiée	419.8 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-2101.02	29.98	4237705.18	14.85 < 15	vérifiée	334.76 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	877.93	18.84	2182557.66	7.58 < 15	vérifiée	338.87 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-1117.39	20.9	2649817.2	8.80 < 15	vérifiée	342.46 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI. 12. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	1270.96	7.72	0.403	97.09	99.73	10HA32+4HA16
	appui	-2101.02	12.77	0.485	165.73	166.88	12HA40+2HA32
y-y	travée	877.93	4.32	0.315	64.87	65,19	12HA25+2HA20
	appui	-1117.39	5.5	0.349	83.62	88,18	10HA32+2HA16

Remarque : après avoir augmenter la section des armatures à l'ELS la condition de la contrainte de compression au niveau de l'appui dans le sens y-y est vérifiée $\sigma_{bc} = 13.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$, donc il n'est pas nécessaire d'augmenter la section du béton.

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right] \leq 32 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 48.3 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 27.55 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (65 \times 80) = 10.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA20} + 2\text{HA10} = 14.14 \text{ cm}^2$$

➤ Schémas de ferrailage des nervures

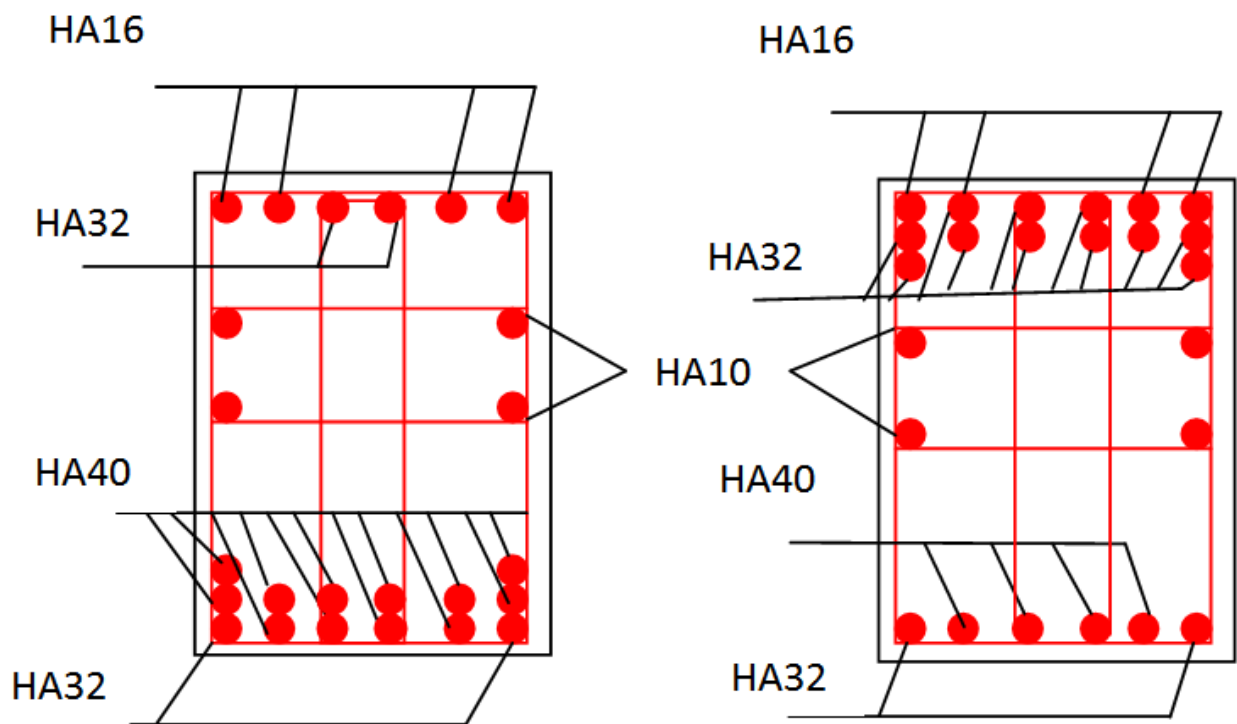


Figure VI. 10. Schéma de ferrailage des nervures selon le sens X

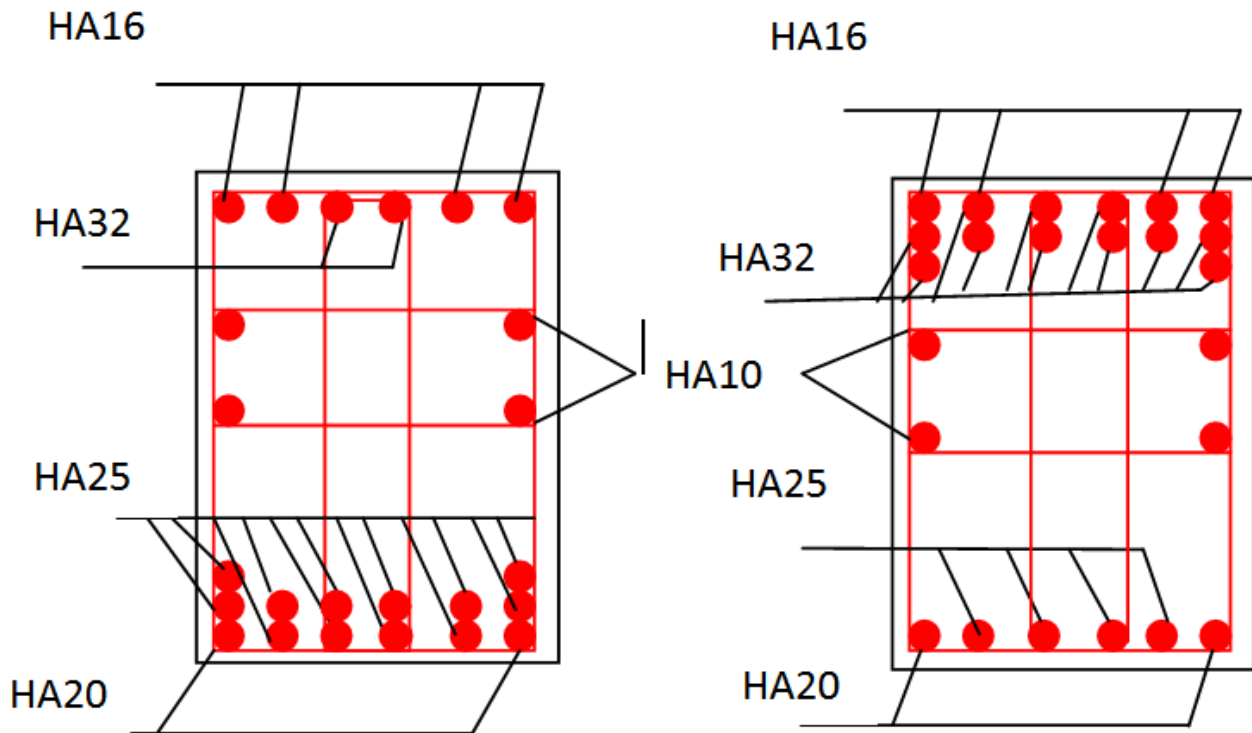


Figure VI.12. Schéma de ferrailage des nervures selon le sens Y

VI.2.4 Voile périphérique :

Introduction :

Selon le **RPA99/version 2003** Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

➤ Dimensionnement des voiles périphériques :

Hauteur $h = 3.06$.

Epaisseur $e = 20$ cm.

Largeur $L = 7,75$ m.

➤ Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 19.8$ KN/m³

Angle de frottement : $\varphi = 22^\circ$

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

Le voile périphérique et soumis à :

➤ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.06 \times 19.8 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) - 2 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right)$$

$$G = 25.15 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La surcharge accidentelle:**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \left[q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 10 \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) - \frac{2}{19.8 \times 3.06} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) \right]$$

$$Q = 4.31 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Ferraillage du voile périphérique:**

➤ **Méthodologie de calcul :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU :

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 6.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 40.41 \text{ KN/m}^2$$

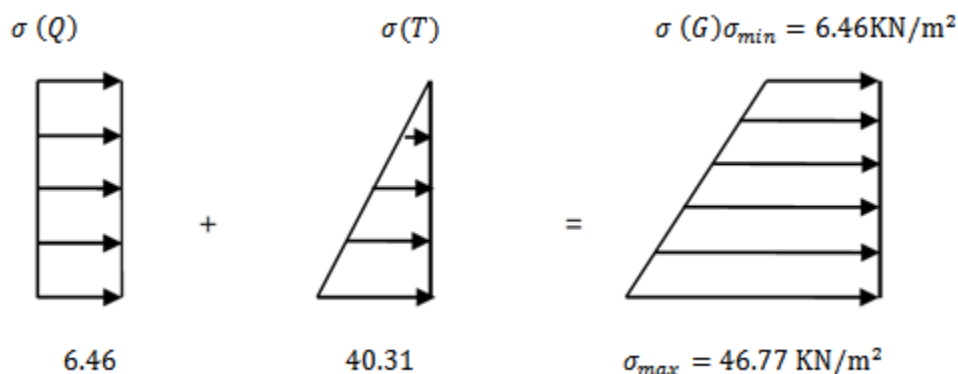


Figure VI.13. Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31.84 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 = 31.84 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\begin{cases} l_x = 3,06 \text{ m} \\ l_y = 7,75 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile travail dans deux sens.}$$

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1062 \times 31,84 \times 3,06^2 = 31,66 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.2500 \times 31,84 = 7,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 31,84 = 27,06 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 7,96 = 6,76 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 31,84 = -15,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans un **Tableau**

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau VI. 13. Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
Travées	X-X	27.06	0.058	0.075	0.174	4.43	2	5HA12=5.65
	Y-Y	6,76	0.014	0.018	0.178	1.08	2	4HA8=2.01
Appui		-15.92	0.034	0.043	0.176	2.57	2	4HA10=3.14

Espacements

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérifications

$$\text{On a : } \begin{cases} \rho = 0.43 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.43) \times 100 \times 20 = 2,056 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{31,84 \times 3,06}{2} \times \frac{(7,75)^4}{(7,75)^4 + (3,06)^4} = 47.55 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{31,84 \times 7,75}{2} \times \frac{(3,06)^4}{(7,75)^4 + (3,06)^4} = 2.92 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{47.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.279 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\tau_u < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

✓ **A l'ELS**

Calcul des moments

$$\text{On a : } \rho = 0.61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases}$$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 25.15 + 4.31 = 29.46 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 4.31 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23,17 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 23.17 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1087 \times 23,17 \times 3,06^2 = 23.58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.3077 \times 23.17 = 7,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 23.17 = 19.69 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 7,12 = 6,05 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 23.17 = -11.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{cases}$$

Tableau VI. 14. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	19.69	4.054	13686	5,93 < 15	vérifiée	306,37 > 201.63	n vérifiée
	y-y	6.05	4,054	13686	1,82 < 15	vérifiée	94,291 < 201.63	vérifiée
Appui		-11.58	3.673	11320	3,82 < 15	vérifiée	223,853 > 201.63	n vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Tableau VI. 15. Calcule des armatures à l'ELS.

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t
X-X	travée	19.69	3.37	0.246	6,25	9.05	8HA12	15
	appuis	-11.58	1,98	0.188	3.72	4.02	8HA8	15

Le schéma de ferrailage

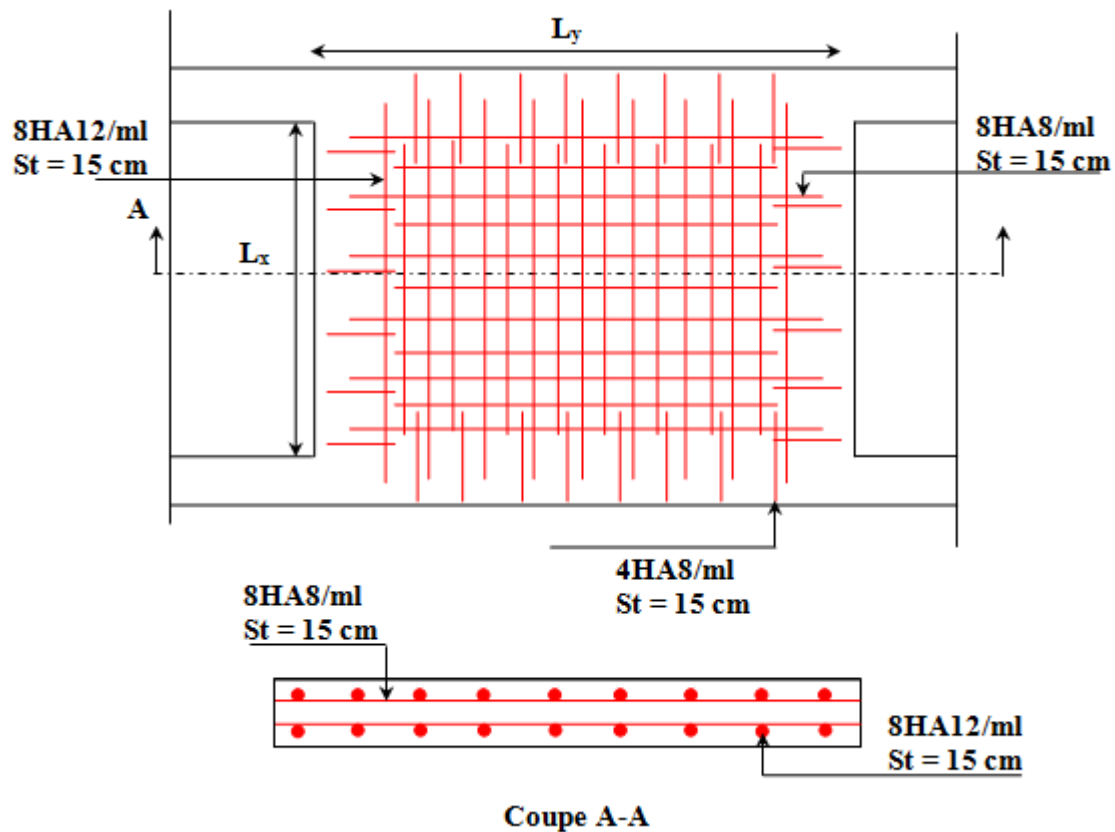


Figure VI. 14. *Schéma de ferrailage du voile périphérique.*

VI.4 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrages. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raisons dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté pour un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 40cm

Sections des nervures ; $(b \cdot h) = (65 \cdot 80) \text{ cm}^2$.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

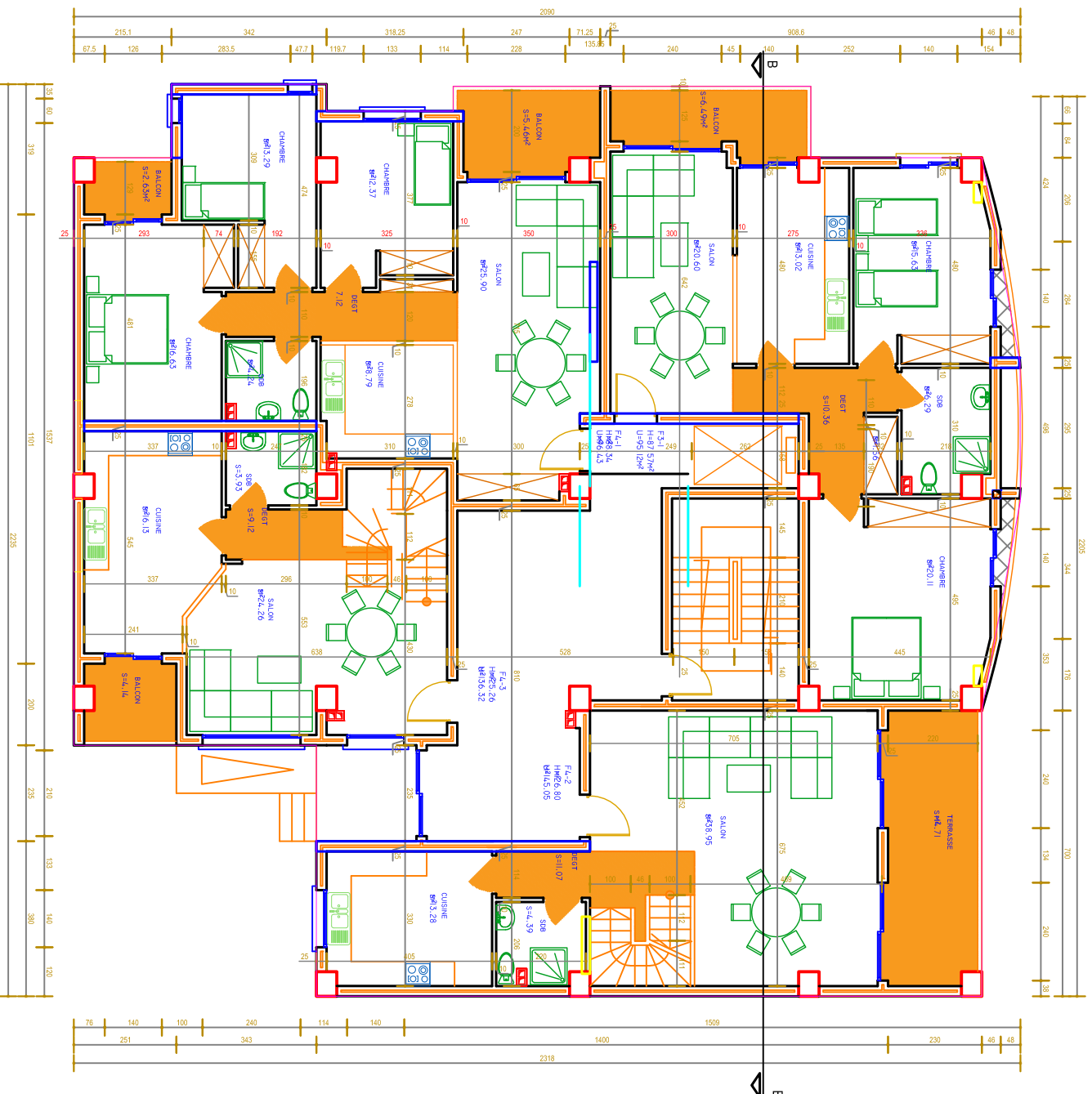
Le présent travail élaboré nous a permis non seulement de prendre connaissance des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction mais, surtout d'approfondir nos connaissances dans le domaine des génies civil.

Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul (**SAP2000**) et d'en faire un certain nombre de conclusion. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

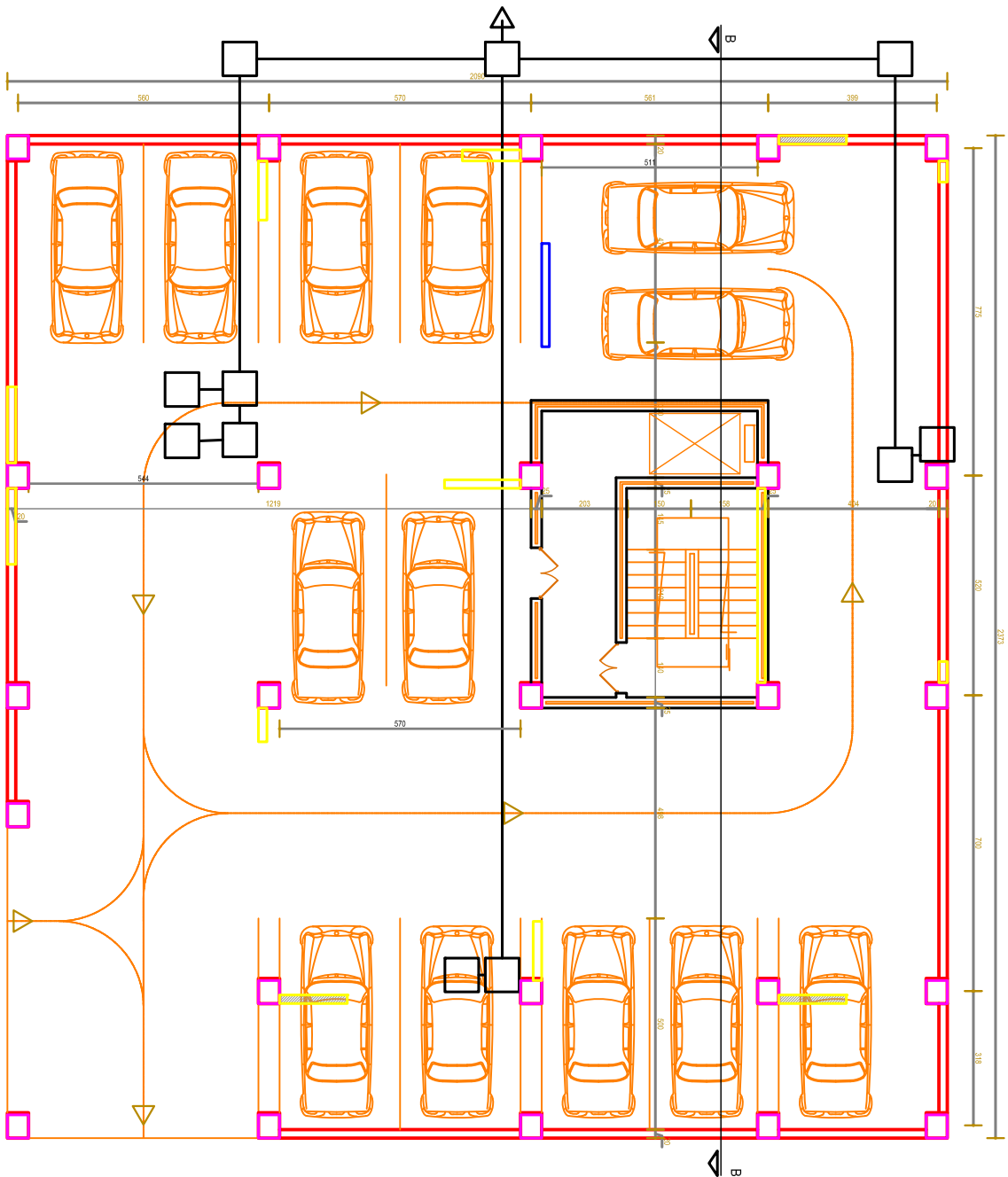
1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
4. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REZ DE CHAUSSEE

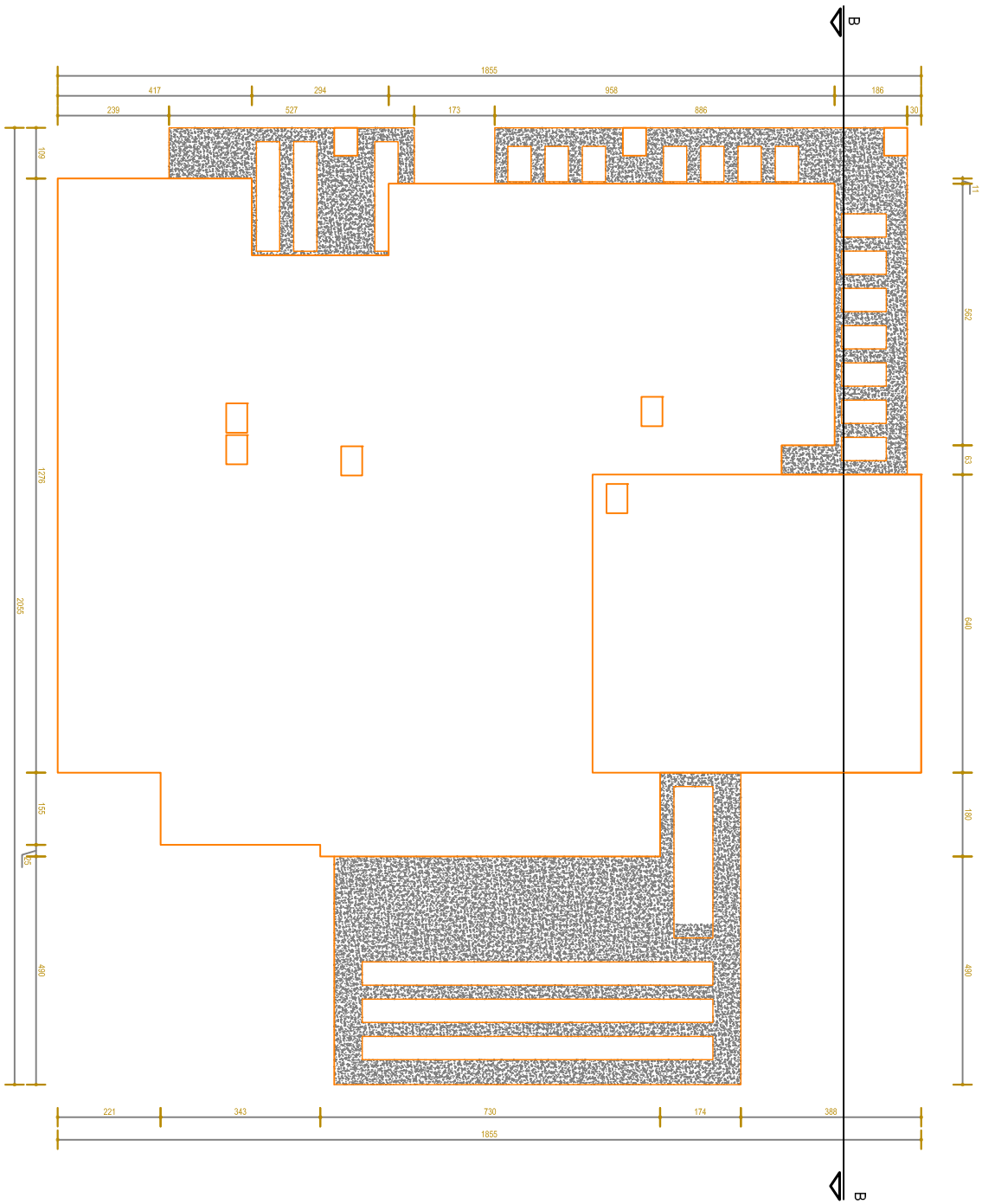




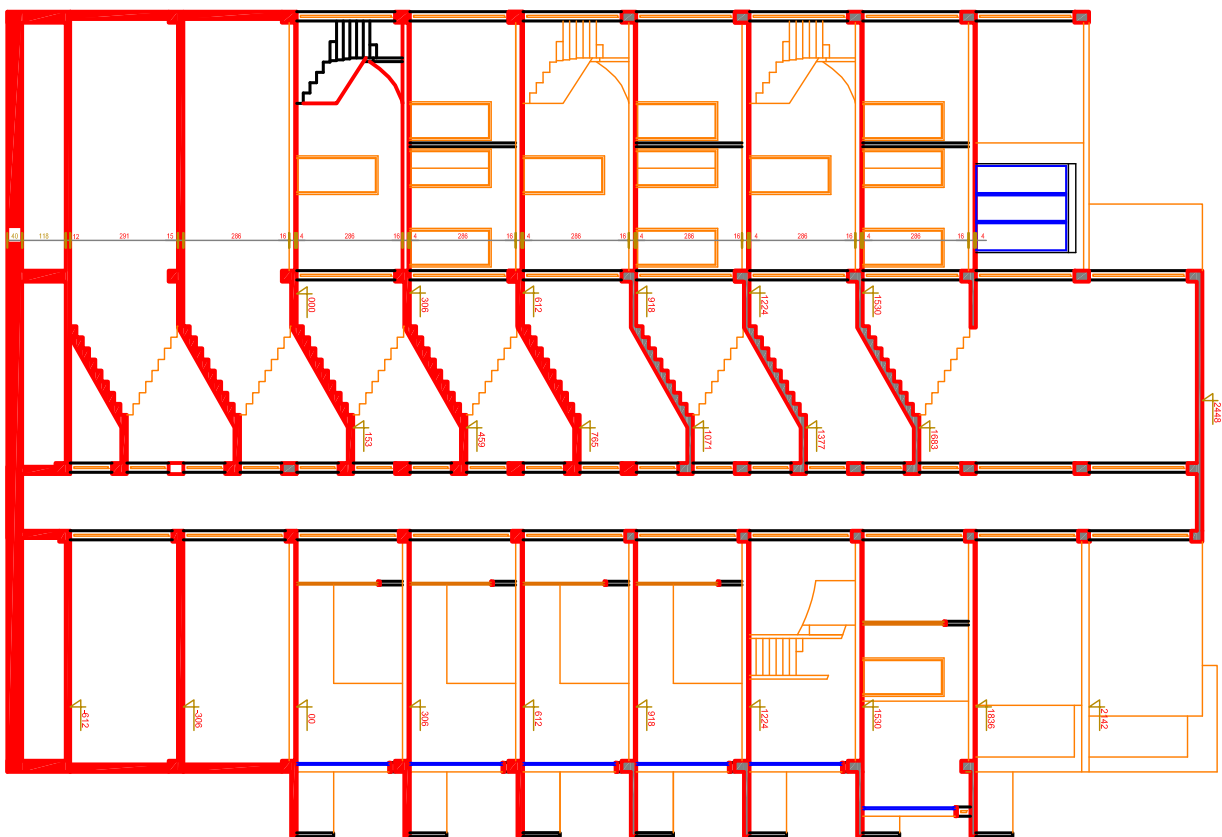


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

TOITURE/TERRASSE



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

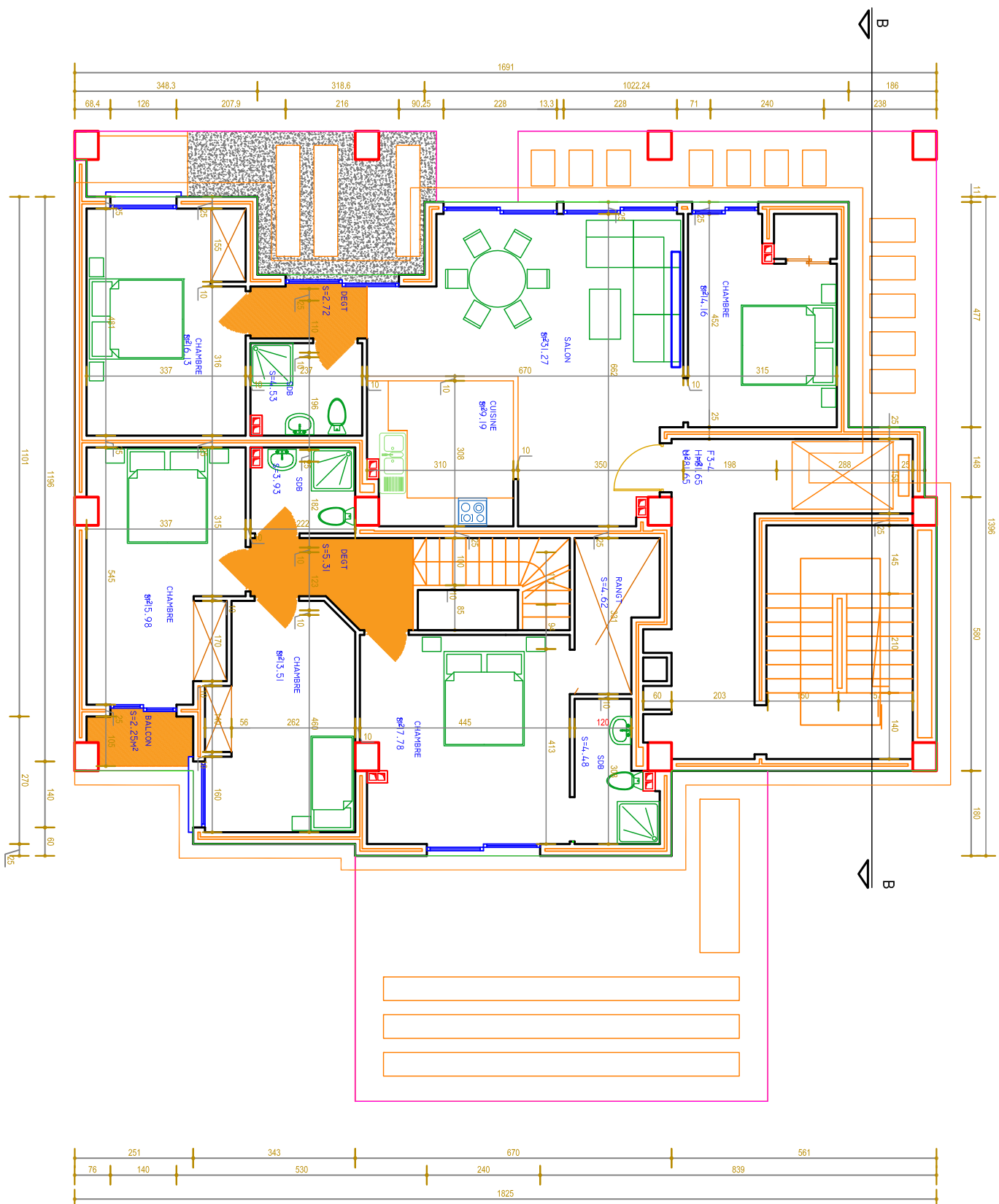




REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

